

GRUPPO NAZIONALE DI INGEGNERIA GEOTECNICA



ATTI DELL'INCONTRO ANNUALE DEI
RICERCATORI DI GEOTECNICA



GAETA - 4 ÷ 6 SETTEMBRE 2024

Editori: Paolo Croce, Giuseppe Modoni, Erminio Salvatore, Michela Arciero

Edizioni AGI, Roma
ISBN: 9 788897 517191

ATTI DELL'INCONTRO ANNUALE DEI RICERCATORI DI GEOTECNICA



Editore: Edizioni AGI, Roma

ISBN: 9 788897 517191

Pubblicato sul sito www.iarg24.it

14/10/2024

L'Incontro Annuale 2024 dei Ricercatori di Geotecnica si è svolto presso il Castello Angioino di Gaeta, sede distaccata dell'Università di Cassino e del Lazio Meridionale, dal 4 al 6 settembre. Durante l'incontro sono state presentate e discusse le note inviate dai Componenti del Gruppo Nazionale di Ingegneria Geotecnica (GNIG), suddivise in 5 sessioni:

- | | |
|--------------|---|
| SESSIONE I | Sperimentazione di laboratorio e modellazione costitutiva
(presidenti: proff. Claudia Vitone e Giuseppe Scarpelli) |
| SESSIONE II | Opere e sistemi geotecnici
(presidenti: proff. Laura Tonni e Vincenzo Pane) |
| SESSIONE III | Geotecnica sismica
(presidenti: proff. Rossella Massimino e Paolo Croce) |
| SESSIONE IV | Caratterizzazione geotecnica del sito e geotecnica ambientale
(presidenti: proff. Stefania Lirer e Claudio Scavia) |
| SESSIONE V | Stabilità dei pendii
(presidenti: proff. Stefania Lirer e Claudio Scavia) |

Le note complessivamente presentate, in numero pari a 84, forniscono un quadro complessivo delle attività di ricerca svolte nelle diverse sedi universitarie italiane.

INDICE

SESSIONE I

SPERIMENTAZIONE DI LABORATORIO E MODELLAZIONE COSTITUTIVA

Mechanical behaviour of well-graded gravel-rubber mixtures in static and cyclic fields (Glenda A., Chiaro G., Fiamingo A., Massimino M. R.)	I - 1
Caratterizzazione di sabbie fibro-rinforzate sotto carico ciclico: colonna risonante e taglio torsionale (Arciero M., Salvatore E., Modoni G., Tengattini A., Viggiani G.)	I - 7
Studio sperimentale della risposta ciclica di materiali di caprock (Ciancimino A., Cosentini R. M., Foti S., Volonté G., Musso G.)	I - 13
Numerical modelling of the cyclic response of a caprock material with an elasto-viscoplastic constitutive model accounting for debonding (Daka T., Ciancimino A., Gramegna L., Della Vecchia G., Musso G.)	I - 19
Risposta non drenata di terreni sabbioso-limosi di origine vulcanica da prove triassiali cicliche (Farina I., Lanzo G.)	I - 25
Experimental and numerical analysis of the behavior of collapsible soils in presence of hydrocarbon (Giomi I., Francisca F. M.)	I - 31
Modellazione del comportamento chemo-meccanico di rocce di copertura nell'ambito dello stoccaggio geologico di CO ₂ (Gramegna L., Volonté G., Musso G., Della Vecchia G.)	I - 37
Evoluzione della microstruttura di miscele di sabbia e argilla durante il fenomeno del crio-sollevamento (Guida G., Anselmucci F.)	I - 43
A new laboratory as a part of an experimental research program involving pile foundations (Iodice C.)	I - 49
Studio sperimentale in piccola scala del ribaltamento di apparati radicali semplificati in condizioni di parziale saturazione (Marrazzo G., Galli A.)	I - 55
Applicazione di un sensore capacitivo interdigitato a basso costo per la misura del contenuto d'acqua in materiali granulari (Papini N., Cecconi M., Placidi P., Pane V., Tarantino A.)	I - 61
Studio dei meccanismi di deformazione e rottura dei terreni cementati e alleggeriti mediante micro-tomografia a raggi x (Perrotta L., Vitale E., Russo G., Roubin E., Tengattini A., Viggiani G.)	I - 67

Implementazione e validazione numerica di un modello costitutivo elasto – plastico includente esteso al caso parzialmente saturo (Pucci A., Navarro V., Guida G., Casini F.)	I – 73
Caratterizzazione idro-meccanica della copertura piroclastica del sito sperimentale di Salerno (Sabatino F., Vitiello G., Nicotera M. V., Pirone M.)	I – 79
Analisi sperimentale delle proprietà termiche dei terreni trattati (Salvatore E., Arciero M., Arega Tadesse B., Modoni G.)	I – 87
A feasibility study for the design of an advanced oedometer for geochemo-hydro- mechanical processes (Ullah H., Cosentini R. M., Musso G.)	I – 93
Avanzamenti nella modellazione costitutiva della neve nell’ambito della meccanica del continuo (Vallero G., Barbero M., Barpi F., Borri-Brunetto M., De Biagi V)	I – 99
Ottimizzazione della stima della pressione capillare di soglia di caprock mediante metodo dinamico (Vespo V. S., Messori A., Musso G.)	I – 105
Effetti della velocità di deformazione sul comportamento di una sabbia congelata in condizioni triassiali (Viglianti A., Guida G., Casini F.)	I – 111

SESSIONE II

OPERE E SISTEMI GEOTECNICI

Misure sperimentali del comportamento di pile da ponte soggette a scalzamento (Aimar M., Civera M., Quattrone A., Sabia D., Sebastiano F., Bernardino C.)	II - 1
Capacità drenante di geosintetici interessati dalla crescita di radici: evidenze sperimentali e approcci di modellazione (Amato A., Cafaro F., Cazzuffi D.)	II – 7
L’efficacia di un rivestimento deformabile con stato di sforzo geostatico anisotropo (Batocchioni L., Miliziano S., Rodríguez V. G.)	II – 13
Il ruolo del legame costitutivo nella modellazione di una galleria soggetta a sisma (Caldarini G, Rollo F., Amorosi A., Boldini D.)	II – 19
Simplified numerical analysis of pile base response (Cesaro R., Di Laora R., Mandolini A., Salgado R.)	II – 25
Shaft resistance of bored piles in sand (Cesaro R., Di Laora R., Mandolini A.)	II – 31

Ancoraggi passivi smart per la stabilizzazione del suolo (Cola S., Brezzi L., Fabbian N.)	II - 37
Un macroelemento per palificate poste su terreni puramente coesivi (Corigliano M., Zerbi M., Flessati L., di Prisco C.)	II - 43
Effetti dello scavo meccanizzato di gallerie su linee ferroviarie di superficie (Di Sandro A., Oss A., Modoni G., Iasiello C.)	II - 49
Analisi e ottimizzazione delle prestazioni termiche di diaframmi cutter soil mix termo-attivi (Gerola M., Leclercq V., Vardon P. J., Cecinato F.)	II - 67
Un approccio termodinamico unificato per descrivere la risposta macroscopica dei sistemi geotecnici (Gorini D. N.)	II - 73
Implementazione su un codice di calcolo commerciale di una strategia per la simulazione dello scavo meccanizzato in condizioni di ammasso spingente (Lusini E., Tosatto R., Perazzelli P., Boldini D.)	II - 79
Mitigazione del rischio di sollevamento di condotte interrate in materiale granulare liquefatto (Marveggio P., Flessati L.)	II - 85
Il problema della determinazione di N_q e N_c esteso ai fattori di inclinazione (Mortara G.)	II - 91
Numerical modelling of displacement piles under tensile conditions (Orlando G., Govoni L., Zabatta R., Foglia A.)	II - 98
Modellazione numerica e teorica del carico limite orizzontale di un palo immerso in un deposito di terreno coesivo (Potini F., Conti R.)	II - 105
Installazione di cavi sottomarini in terreni granulari: approcci analitici vs machine learning (Malo A. R., Marveggio P., Magri D., Della Vecchia G.)	II - 111
Prestazione di ancoraggi autoperforanti con fondazione in jet-grouting (Senigaglia M., Ruggeri P., Fruzzetti V. M. R., Scarpelli G.)	II - 117
Studio della risposta di edifici a telaio soggetti a scavo di gallerie: evidenze da prove in centrifuga di tipo ibrido (Spaggiari C., Tang C., Marshall A. M., Boldini D.)	II - 123
Curve caratteristiche non drenate per gallerie profonde e superficiali in assenza e in presenza di rivestimento: analisi numeriche e interpretazione teorica (Zerbi M., Flessati L., di Prisco C.)	II - 129

SESSIONE III

GEOTECNICA SISMICA

- Exploring the three-dimensional architecture of the Cassino basin for local seismic response analysis III - 1
(Albano M., Saroli M., Colagiaco V., Fiorucci M., Moro M., Doumaz F.)
- A proposal for earthquake early warning systems for embankment dams using fragility functions III - 7
(Barbagelata J. M., Zimmaro P., d'Onofrio A., Pagano L., Silvestri F.)
- Un metodo disaccoppiato per l'analisi di dreni in ghiaia per la mitigazione del rischio da liquefazione III - 14
(Bocchieri G., Conti R., Arduino P.)
- Studio della risposta sismica di una diga zonata mediante un approccio integrato sperimentale/numerico III - 20
(Casabianca O., Di Filippo G., Giretti D., Masini L., Rollo F., Tretola M.)
- Implementazione di modelli fem opensees nell'infrastruttura HPC ReCaS nell'ambito del progetto cn-calcolo HPC III - 28
(Cavallo G., Elia G., di Lernia A.)
- Importanza di interazione dinamica terreno-fondazione struttura per edifici in muratura III - 34
(de Sanctis L., Di Laora R., Iovino M., Maiorano R. M.S.)
- Definizione dei fattori di amplificazione topografica mediante tecniche di intelligenza artificiale III - 41
(Di Buccio F., Pagliaroli A., Amelio A., Selvaggi L.)
- Real scale experimental assessment of pile group dynamic impedance III - 47
(Di Laora R., Rovithis E., de Sanctis L., Anoyatis G., Francois S., Anastasiadis A., Pitilakis D.)
- Decoupling of site effects for a real slope through an approximate approach III - 53
(di Lernia A., Elia G., Buono G., Papadimitriou A.)
- Aspetti di interazione cinematica tra fondazioni vicine III - 59
(Enza Z., de Silva F., Sica S.)
- Risultati preliminari di analisi dinamiche 3D di una stazione metropolitana nel centro storico di Napoli III - 65
(Esposito I., Gaudio D., Nicotera M. V., Russo G.)
- Piano di indagini per la caratterizzazione del sottosuolo della città antica di Pompei per studi di microzonazione sismica III - 73
(Latino F., Guastaferrò M., Maiorano R. M. S., Aversa S.)
- Comportamento ciclico di fondazioni superficiali su terreni saturi: analisi e interpretazione alla scala macro III - 80
(Lombardi G., Gorini D. N., Callisto L.)

- Validazione di un modello energetico per la previsione delle sovrappressioni interstiziali sismiche in sabbia attraverso modellazione numerica di prove in centrifuga (Tomasello G., Porcino D. D., Giretti D., Fioravante V.) III – 86
- Soil stiffening effects on ground seismic response: a parametric study and application in a shallow alluvial basin of the Central Appennines (Italy) (Totani F.) III – 92
- Effetto della componente verticale del moto sismico sulla risposta di una diga in terra zonata attraverso approcci semplificati e avanzati (Tretola M., Coppola L., Pagano L., Sica S.) III – 98
- Analisi degli effetti di sovrappressioni interstiziali sismo-indotte sul comportamento di edifici con fondazioni superficiali (Valtucci F., Lirer S., Elia S., Flora A.) III - 106

SESSIONE IV

CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL SITO E GEOTECNICA AMBIENTALE

- Characterization of the permeability of a tectonized turbiditic formation using field and laboratory data and numerical back-analyses (Bufano V., Losacco N., Cotecchia F.) IV - 1
- Confronto tra due metodologie di estrazione di microplastiche dai terreni (Geppetti A., Facciorusso J., Madiari C.) IV – 8
- Toward sustainable sediment reinforcement: first results on the characterisation of biological fibers of *Posidonia oceanica* (Karimiazar J., Vitone C., Romero ER., Petti R., Serra J. T.) IV – 14
- Effetti del taglio di vegetazione sull'innescò di una colata detritica a Nottoria (PG): caratterizzazione geotecnica preliminare (Lepri A., Fraccica A., Cecconi M., Pane V.) IV – 20
- Ottimizzazione dei trattamenti di miglioramento meccanico dei sedimenti marini di dragaggio: i primi risultati del progetto greenlife4seas (Petti R., Vitone C., Puzrin A., Plötze M., Pesce P. G., Carcagni M.) IV – 27
- Analisi dello stato di sforzo e di fratturazione in cavità ipogee etrusche scavate in rocce vulcaniche (Rotonda T., Tommasi P., Di Salvo C., Bardani C.) IV – 35
- Experimental study of the Soil-Vegetation-Atmosphere interaction: the Pisciolò test field (Stasi N., Tagarelli V., Cafaro F., Cotecchia F.) IV - 41
- An integrated GIS and dashboard approach for site scale landslide hazard assessment (Tabak E., Bufano V., Losacco N., Santaloia F., Cotecchia F.) IV – 47
- Microscabrezza e alterazione delle discontinuità in roccia (Zimbarò M., di Santolo A. S.) IV – 54

Caratterizzazione termo-idro-meccanica di coltri e depositi profondi dell' appennino meridionale IV - 60
(Zizzi M., Tagarelli V., Stasi N., Elia G., Bottiglieri O., Cotecchia F.)

SESSIONE V

STABILITA' DEI PENDII

Interazione tra pali di stabilizzazione e corpo di frana in condizioni drenate (Averto C., Pirone M., Urciuoli G.)	V - 1
Geomechanical monitoring and analysis of global warming in high Alps (Bai Y., Calvetti F.)	V - 7
Rilievo LiDaR da veicolo per la gestione del rischio da caduta massi lungo le infrastrutture viarie (Bianchi D., Simeoni L., Vitti A.)	V - 13
L'effetto dell'isteresi idraulica sulla memoria di stagioni climatiche eccezionali nel regime idraulico di un pendio indefinito (Bianchi D., Gallipoli D., Bovolenta R., Leoni M.)	V - 19
Analisi parametriche per la progettazione di reti ibride e attenuatori per la protezione dalla caduta massi mediante approccio basato sulla reliability analysis (RBD) (Carriero M. T., Migliazza M., Vagnon F., Ferrero A. M., Umili G.)	V - 25
Monitoraggio della suzione e dei movimenti superficiali di una colata in argilla: primi risultati (Coppola L., Pagano L., Urciuoli G., Silvestri F.)	V - 32
Indagine sperimentale sui processi di erosione retrogressiva per sottofiltrazione nelle strutture arginali (Dodaro E., Tumedei E., Marchi M., Gottardi G., Tonni L.)	V - 39
Modellazione fisica in centrifuga del meccanismo di instabilità del paramento di valle di un argine fluviale (Dodaro E., Marcolongo M., Gottardi G., Gragnano C. G., Bassi A., Stanier S. A., Viggiani G.M. B.)	V - 45
Probabilistic geotechnical stability analysis of vegetative crib walls: initial insights (Geppetti A., Hozouri A., Duzandeh A., Uzielli M.)	V - 51
Modellazione numerica di colate detritiche post-incendio: il caso di Bussoleno (TO) 2018 (La Porta G., Leonardi A., Pirulli M.)	V - 57
Analisi dell'interazione tra frane lente e infrastrutture viarie a scala comunale nella valle del fiume Basento (Pecoraro G., Nicodemo G., Menichini R., Luongo D., Peduto D., Calvello M.)	V - 63

Un approccio per l'analisi di frane in argille sensitive (Pugliese L., Parise A., De Marco G., Troncone A.)	V – 69
Un modello idro-meccanico semplificato per l'analisi di frane pluvio-indotte a cinematica lenta (Rollo F., Buscarnera G.)	V – 75
Effetti potenziali del cambiamento climatico sulla stabilità di versanti in formazioni argillose molto consistenti (Sequino G., Comegna L., Rianna G., Reder A., Urciuoli G., Picarelli L.)	V – 81
Caratterizzazione delle fenomenologie evolutive del versante occidentale dell'abitato di Chieuti (FG) (Stragapede M., Santaloia F., Di Lernia A., Tagarelli V., Guglielmi S., Sonnessa A., Elia G., Cotecchia F.)	V – 87
Modellazione numerica idro-meccanica del versante di Miscano (Tawalo A., Falcone G., d'Onofrio A., Pirone M., Urciuoli G.)	V – 95
Verso l'applicazione del reliability based design a barriere paramassi ibride e attenuatori: un focus sulle azioni (Umili G., Taboni B., Ferrero A. M., Migliazza M.)	V – 101
Deformazioni e scorrimenti di frane lente in Argille Varicolori (Vassallo R., Di Maio C., Caputo V., Scaringi G.)	V – 107

SESSIONE I

SPERIMENTAZIONE DI LABORATORIO E MODELLAZIONE COSTITUTIVA



MECHANICAL BEHAVIOUR OF WELL-GRADED GRAVEL-RUBBER MIXTURES IN STATIC AND CYCLIC FIELDS

Abate Glenda

Università di Catania

glenda.abate@unict.it

Chiaro Gabriele

University of Canterbury

gabriele.chiaro@canterbury.ac.nz

Fiamingo Angela

Università di Catania

angela.fiamingo@unict.it

Massimino Maria Rossella

Università di Catania

maria.massimino@unict.it

Abstract

The necessity to repurpose End-of-Life Tires (ELTs) has driven researchers to seek new methods for converting them into useful products. Recently, shredded rubber from ELTs has been increasingly utilised in various civil engineering fields due to its valuable mechanical properties. Over the past few years, numerous experimental tests have been conducted on the use of shredded scrap tyres mixed with poorly-graded granular soil, primarily sand or gravel, as backfill material for retaining walls, liquefaction mitigation, structural fill, and geotechnical seismic isolation (GSI). Many studies in literature have focused on the mechanical properties of sand-rubber mixtures, while limited research has been done on the behaviour of gravel-rubber mixtures. This paper aims to explore the physical and mechanical properties of more economic and easy-to-prepare geomaterials combining well-graded gravel mixed with scrap rubber grains (*wgGRMs*) through isotropically consolidated drained monotonic and cyclic triaxial (TxCD and CLTxT) tests. The tests were carried out by varying the confining pressure and the volumetric rubber content (VRC). The results highlight the effect of confining pressure and VRC on the stress-strain relationship and volumetric and cyclic behaviour.

1. Introduction

The constant worldwide increase in End-of-Life Tires (ELTs) has highlighted the need to explore innovative solutions for incorporating waste rubber into civil engineering applications, aligning with the global sustainable development goals and circular economy (Agenda 2030). Waste rubber, whether used alone or in combination with other materials, is a low-cost and environmentally sustainable construction material (Tasalloti et al., 2021), having a low unit weight, bulk density, high hydraulic conductivity, high elastic deformability, and high damping ratio. Soil-rubber mixtures (SoRMs), primarily comprising sand or gravel, have recently been utilised as fill for embankments and retaining walls or as drainage layer (Hazarika et al., 2020). In addition, SoRMs can be adopted to mitigate dynamic motion (Geotechnical Dynamic Isolation, GDI, systems) as seismic motion (Tsang 2008; Ptilakis et al. 2021; Abate et al. 2023a-b) and anthropogenic vibrations (such as traffic, blasting, and machine foundations)

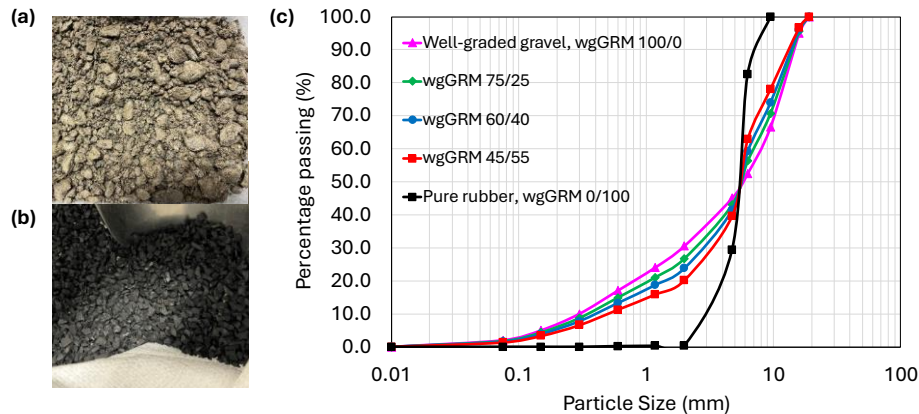
that affect existing and new structures and infrastructures.

Over the past decades, numerous studies have investigated the static and cyclic behaviour of sand-rubber mixtures (SRMs; Lee et al., 2007). Although gravel-rubber mixtures (GRMs) have been less extensively studied, they offer several advantages over SRMs, such as lower compressibility, higher permeability, and lower implementation costs (Hazarika et al., 2020). However, fewer studies have examined the behaviour of GRMs (Pasha et al., 2019; Chiaro et al., 2023), focusing on soil-rubber mixtures with poorly-graded soil fraction. Nevertheless, poorly-graded gravel is more challenging to obtain and then less economic than well-graded gravel. This paper aims to investigate the mechanical behaviour of mixtures made from well-graded gravel mixed with granulated rubber from ELTs (*wgGRMs*) through isotropically consolidated drained monotonic and cyclic triaxial (TxCD and CLTxT) tests. The tests were carried out at the Geotechnical Laboratory of the University of Canterbury (Christchurch, New Zealand). The results show the effects of confining pressure and volumetric rubber content (VRC) on the overall mechanical performance of *wgGRMs* in static and cyclic fields.

2. Materials and experimental tests

2.1 Tested materials

The mixtures were prepared using well-graded gravel (*wgGRM* 100/0, see Fig. 1a) with angular to subrounded grains, collected from a quarry near Christchurch (New Zealand), and pure granulated rubber from ELTs (*wgGRM* 0/100, see Fig. 1.b) with non-spherical grains. The selected gravel and rubber were mixed to obtain mixtures at different VRC of 25%, 40%, and 55% (labelled as *wgGRM* 75/25, *wgGRM* 60/40, and *wgGRM* 45/55, respectively). The particle size distribution curves for the investigated mixtures are shown in Fig. 1.c. The *wgGRM* 100/0 and *wgGRM* 0/100 had a mean grain size (D_{50}) of 5.78 mm and 5.35 mm, respectively, leading to an aspect ratio ($AR = D_{50,R} / D_{50,G}$) close to one. Laboratory tests were performed to evaluate the specific gravity and the maximum and minimum dry density of the tested *wgGRMs* (G_s , $\gamma_{d,min}$ and $\gamma_{d,max}$); the results are summarised in Table 1.



into a split mold, and compacted in 5 layers.

Mixture label	VRC (%)	G_s (-)	$\gamma_{d,min}$ (kN/m ³)	$\gamma_{d,max}$ (kN/m ³)
wgGRM 100/0	0	2.67	17.74	20.41
wgGRM 75/25	25	2.29	14.08	16.59
wgGRM 60/40	40	2.06	11.95	14.49
wgGRM 45/55	55	1.83	9.96	12.12
wgGRM 0/100	100	1.15	5.00	6.40

Table 1. Specific gravity (G_s), minimum and maximum unit weight ($\gamma_{d,min}$ and $\gamma_{d,max}$) of the tested wgGRMs having different volumetric rubber content (VRC).

The saturation of the samples, for the TxCD and CLTxT tests, was achieved by applying three methods of saturation in series: CO₂-method, water percolation, and application of the back pressure. Full saturation was assumed to be achieved when Skempton's B parameter was greater than 0.96.

The samples prepared for the TxCD tests were consolidated at effective confining pressures (σ'_3) of 30 kPa, 60 kPa, and 100 kPa. While, for the CLTxT tests described here, the samples were consolidated at σ'_3 equal to 100 kPa. TxCD tests were performed at a constant axial strain rate of 0.25%/min. CLTxT tests were conducted by applying 11 sinusoidal waves of cyclic axial load at a constant amplitude and frequency (0.05 Hz) for each loading step.

3. Results

3.1 TxCD test results

The effects of the confining pressure and VRC on the wgGRMs samples are depicted in Fig. 2, in terms of deviatoric stress-deviatoric strain behaviour (q - ε_q) and volumetric strain-deviatoric strain behaviour (ε_v - ε_q) under confining pressures of 30 kPa, 60 kPa, and 100 kPa.

The relative movements between grains are influenced by the confining pressure. Hard-grained soil particles can easily roll over and slip each other at lower confining pressures. As the confining pressure increases, the relative movements between grains decrease. More specifically, as expected, for wgGRM 100/0, an evident peak in deviatoric stress is followed by post-peak softening behaviour, for all the investigated confining pressures. Figs. 2.a, 2.b, and 2.c highlight that the peak deviatoric stress increases with higher confining pressure due to greater interlocking between grains. Figs. 2.d, 2.e, and 2.f point out that the increase of the confining pressure leads to a contractive response with reduced dilation tendency. The mechanical response of the wgGRM 75/25, wgGRM 60/40, and wgGRM 45/55 is closely related to the confining pressure and VRC. Specifically, the peak of the deviatoric stress becomes less pronounced with the decreasing of confining pressure and the increasing of VRC. The wgGRM 75/25 exhibits a strain-softening behaviour, especially at confining pressures of 60 kPa and 100 kPa, as highlight in Figs. 2.b and 2.c. wgGRM 60/40 and wgGRM 45/55 exhibit a strain-hardening behaviour for all the investigated confining pressures (Figs. 2.a, 2.b, and 2.c). wgGRM 75/25, wgGRM 60/40, and wgGRM 45/55 exhibit a contractive behaviour that becomes more evident with increasing VRC, with marginal dilation at higher deviatoric strains, as shown in Figs. 2.d, 2.e, and 2.f. Thus, the presence of the rubber causes the passage from the dilatative and softening behaviour typical of the well-graded gravel to a contractive and hardening behaviour, which is more evident as the VRC increases.

The shear straight angle (φ') for the wgGRMs was also evaluated. The well-graded gravel (wgGRM 100/0) shows the highest value of φ' (46°-50°) while wgGRM 45/55 has the lowest value of φ' (35°-41°). φ' almost linearly decreases with increasing VRC. However, for all the investigated mixtures, the values of the shear strength angles are greater than 30°; therefore, the investigated mixtures can generally guarantee a good shear strength. The Young's modulus (E_0) for the wgGRMs was also assessed. Specifically, wgGRM 100/0 and wgGRM 45/55 show the highest and lowest values of E_0 (84232-27028

kPa and 6661-3862 kPa), respectively. So, as expected, the value of E_0 is strictly linked to the VRC. The compressible nature of wgGRMs could lead to high settlements, so because of this, the behaviour of wgGRMs can be improved using reinforcements (geogrids) as proposed by Dhanya et al. (2020) for SRMs.

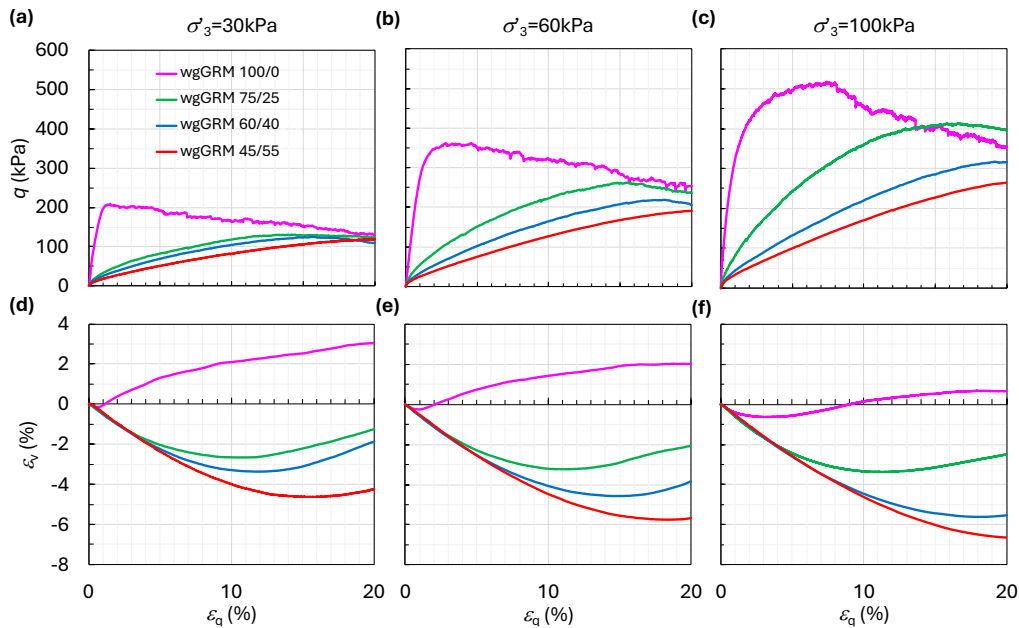


Fig 2. Response of wgGRMs in isotropically consolidated drained monotonic triaxial tests under 30, 60 and 100 kPa confining pressure (σ'_3): (a, b, c) deviatoric stress - deviatoric strain relationships; and (d, e, f) volumetric behaviours.

3.2 CLTxT test results

The results of the CLTxT tests under the confining pressure of 100 kPa will be discussed for wgGRM 75/25, wgGRM 60/40 and wgGRM 45/55, highlighting the effect of VRC. Fig. 3.a reports the trends of the secant shear modulus (G_{sec}) with the shear strain (γ) for the investigated mixtures. As it is known, G_{sec} decreases by increasing the shear strain; nevertheless, the G_{sec} decreasing becomes less significant as VRC increases, thus a more linear response is achieved with the increasing of the rubber content. The values of G_0 , reported in Fig. 3.a, were obtained by Bender Element Tests carried out previously on the same mixtures by the authors (Fiamingo, 2024). Fig. 3.b and 3.c report the variation of the normalised shear modulus ($G_{sec}/G_0(\gamma)$) and the damping ratio ($D(\gamma)$) with the shear strain, compared with the ranges experimentally observed on cohesionless soils by Seed et al. (1986) and Rollins et al. (1998), see dashed lines. The G_{sec}/G_0 curves for the tested wgGRMs (continuous lines) were obtained from the achieved experimental data fitted by the hyperbolic model proposed by Darendeli (2001). The experimental data for the $D(\gamma)$ curves were fitted using the model proposed by Yokota et al. (1981).

Regarding the G_{sec}/G_0 curves, an increase in VRC leads to a more linear shape. All the curves for the wgGRMs tested are located inside the ranges proposed by Seed et al. (1986) and Rollins et al. (1998), except for wgGRMs 45/55 for $\gamma > 0.1\%$. As regards the D curves, an increase in the rubber content leads to a more linear shape, too. For $\gamma < 0.01\%$, the D values for wgGRMs are greater than those for cohesionless soils and range from $D = 3.5\%$ for wgGRM 75/25 to $D = 6.7\%$ for wgGRM 45/55; then for $\gamma < 0.01\%$ the wgGRMs tested show a high energy absorption abilities. For $\gamma \geq 0.01\%$ (Fig. 3.c), an increase in VRC leads to a lower damping ratio. This phenomenon is also observed in the poorly-graded gravel-rubber mixtures tested by Pistolas et al. (2018) due to the increasing effect of the material grain dislocation. However, all the curves for the tested wgGRMs at $\gamma \geq 0.01\%$ are located inside the ranges by

Seed et al. (1986) and Rollins et al. (1998), showing values of D greater than about 10%.

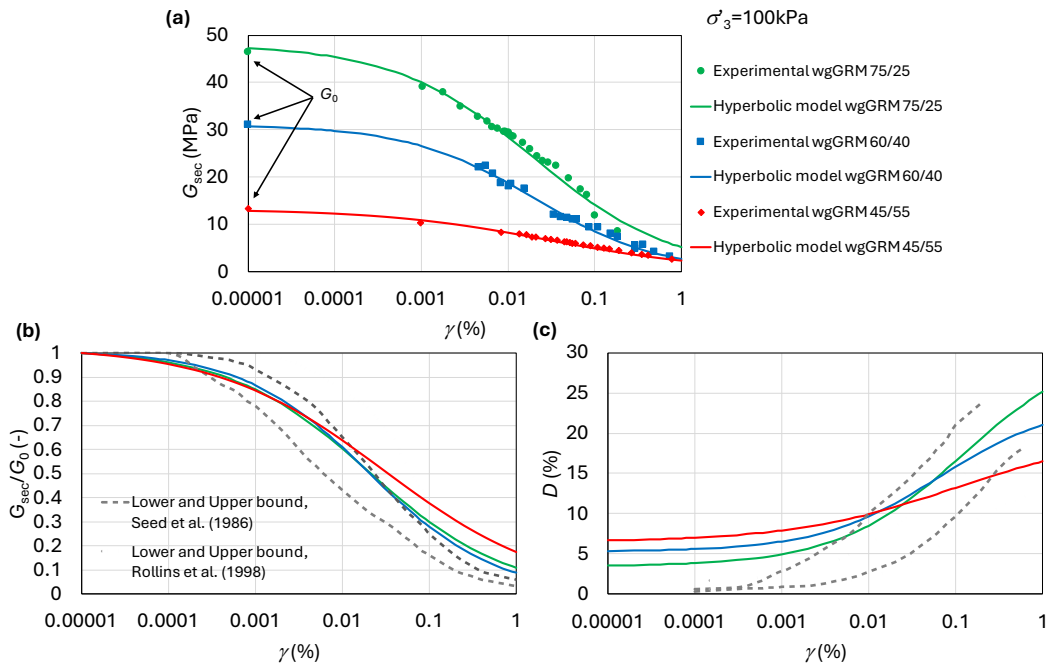


Fig 3. Response of wgGRMs in isotropically consolidated drained cyclic triaxial tests under 100 kPa confining pressure (σ'_3): (a, b, c) variation of the secant shear modulus (G_{sec}), normalised secant shear modulus (G_{sec}/G_0) and damping ratio (D) with the shear strain (γ). G_{sec} data fitted by the hyperbolic model proposed by Darendeli (2001).

4. Conclusions

The present paper investigated the static and cyclic behaviour of innovative and economic geomaterials made from well-graded gravel mixed with granulated rubber from ELTs (wgGRMs) through isotropically consolidated drained monotonic and cyclic triaxial (TxCD and CLTxT) tests. The tests on the wgGRMs were performed considering a rubber content equal to 0%, 25%, 40% and 55% (wgGRM 100/0, wgGRM 75/25, wgGRM 60/40 and wgGRM 45/55).

The TxCD tests reveal that, for any confining pressure, the use of the rubber causes a decrease in the peak of deviatoric stress, leading to a hardening behaviour compared to the well-graded gravel. This effect becomes more marked as VRC increases. Considering the volumetric behaviour, the rubber induces a contractive behaviour with a marginal dilation at high deviatoric strain levels.

As regards the shear strength, wgGRM 100/0 shows the highest value of the shear strength angle (46° - 50°), while wgGRM 45/55 has the lowest value (35° - 41°). Although the sand and the fine fraction of the well-graded gravel-rubber mixtures decrease the shear strength, the shear strength angle remains greater than 30° , generally guaranteeing an excellent shear strength. The Young's modulus (E_0) of wgGRMs is linked to the VRC. The compressible nature of wgGRMs could lead to high settlements, so because of this, the behaviour of wgGRMs can be improved using reinforcements (such as geogrids).

As regards CLTxT tests, the results show that the reduction in the secant shear modulus with the shear strain becomes less significant as VRC increases. The normalised shear modulus and the damping ratio vs shear strains curves show a more linear trend increasing the rubber content. At low shear strains (less than 0.01%), the damping ratio is higher (3.5%-6.7%) than that of soil, highlighting the beneficial absorption properties of wgGRMs. At shear strain levels greater than 0.01%, an increase in VRC leads to a lower damping ratio; however, D values are high, ensuring good dissipative properties to the wgGRMs.

Based on the results obtained, the wgGRMs investigated show good mechanical properties in the static

and cyclic fields; thanks to their energy absorption properties, they can be efficiently proposed as GDI systems. Compared to the other soil portions used in the mixtures (such as the poorly-graded gravel), the wgGRMs permit a remarkable reduction in the costs linked to material availability, thanks to their graded nature compared to the uniform ones.

Acknowledgements

Financial support provided by the Research Project “CHANGES – Cultural Heritage Active Innovation for Sustainable Society” funded by PNNR “Piano Nazionale di Ripresa e Resilienza, Missione 4 “Istruzione e ricerca” – Componente 2 “Dalla ricerca all’impresa” – Investimento 1.3, finanziato dall’Unione europea – Next GenerationEU (Avviso n. 341 del 15.03.2022), SPOKE 6 “History, Conservation and Restoration of Cultural Cultural Heritage” (in Italian).

References

- Abate G., Fiamingo A., Massimino M.R. (2023a). “An eco-sustainable innovative geotechnical technology for the structures seismic isolation, investigated by FEM parametric analyses”, *Bull. Earthq. Eng.*, 21(10), 4851–4875.
- Abate G., Fiamingo A., Massimino, M.R. (2023b). “FEM investigation of full-scale tests on DSSI, including gravel-rubber mixtures as geotechnical seismic isolation”, *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, 172, 108033.
- Agenda (2030) Transforming our world: the 2030 Agenda for Sustainable Development. United Nations General Assembly. See <https://www.refworld.org/docid/57b6e3e44.html> (accessed 11/08/2022).
- ASTM D7181-20, Standard Test Method for Consolidated Drained Triaxial Compression Test for Soils. ASTM International, West Conshohocken, PA.
- Chiaro G., Palermo A., Banasiak L., et al. (2023). “Seismic response of low-rise buildings with eco-rubber geotechnical seismic isolation (ERGSi) foundation system: numerical investigation”, *Bull. Earthq. Eng.*, 21(8), 3797-3821.
- Darendeli M.B. (2001). “Development of a new family of normalised modulus reduction and material damping curves”, PhD Dissertation, University of Texas at Austin.
- Dhanya, J.S., Boominathan, A., Banerjee, S. (2020). “Response of low-rise building with geotechnical seismic isolation system”, *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, 136, 106187.
- Fiamingo, A. (2024). “An eco-sustainable geotechnical seismic isolation system in dynamic soil-structure interaction”, Doctoral dissertation, University of Catania (Italy).
- Hazarika H., Pasha S.M.K., Ishibashi I., et al. (2020). “Tire-chip reinforced foundation as liquefaction countermeasure for residential buildings”, *Soils Found.*, 60(2), 315-326.
- JGS 0542-2009. Method for cyclic triaxial test to determinate deformation properties of geomaterials. Japanese Geotechnical society standards.
- Ladd R.S. (1978). “Preparing test specimens using undercompaction”, *Geotechnical Testing Journal*, 1(1), 16-23.
- Lee J.S., Dodds J., Santamarina J.C. (2007). “Behavior of rigid-soft particle mixtures”, *Journal of Materials in Civil Engineering*, 19(2), 179-184.
- Pasha S.M.K., Hazarika H., Yoshimoto N. (2019). “Physical and mechanical properties of gravel-tire chips mixture (GTCM)”, *Geosynth. Int.*, 26(1), 92-110.
- Pistolas G.A., Anastasiadis A., Ptilakis K. (2018). “Dynamic behaviour of granular soil materials mixed with granulated rubber: Influence of rubber content and mean grain size ratio on shear modulus and damping ratio for a wide strain range”, *Innov. Infrastruct. Solut.*, 3, 1-14.
- Ptilakis D., Anastasiadis A., Vratsikidis A., et al. (2021). “Large-scale field testing of geotechnical seismic isolation of structures using gravel-rubber mixtures”. *Earthq Eng. Struct. Dyn.*, 50(10), 2712-2731.
- Rollins K.M., Evans M.D., Diehl N.B., William D., Daily III. (1998). “Shear modulus and damping relationships for gravels”, *J. Geotech. Geoenviron.*, 124(5), 396-405.
- Seed H.B., Wong R.T., Idriss I.M., Tokimatsu K. (1986). “Moduli and damping factors for dynamic analyses of cohesionless soils”, *J. Geotech. Eng.*, 112(11) 1016-1032.
- Tasalloti A., Chiaro G., Murali A., et al. (2021). “Recycling of end-of-life tires (ELTs) for sustainable geotechnical applications: a New Zealand perspective”, *Appl. Sci.*, 11(17), 7824.
- Tsang H.H. (2008). “Seismic isolation by rubber–soil mixtures for developing countries”, *Earthq Eng. Struct. Dyn.*, 37(2), 283–303.
- Yokota K., Imai T., Konno M. (1981). “Dynamic deformation characteristics of soils determined by laboratory tests”, *OYO Tec. Rep.*, 3, 13-37.



CARATTERIZZAZIONE DI SABBIE FIBRO-RINFORZATE SOTTO CARICO CICLICO: COLONNA RISONANTE E TAGLIO TORSIONALE

Michela Arciero

Università degli Studi di Cassino e del Lazio Meridionale

michela.arciero@unicas.it

Erminio Salvatore, Giuseppe Modoni

Università degli Studi di Cassino e del Lazio Meridionale

e.salvatore@unicas.it, modoni@unicas.it

Alessandro Tengattini, Gioacchino Viggiani

Univ. Grenoble Alpes, INP-UGA, CNRS, 3SR, F-38000, Grenoble, France

cino.viggiani@3sr-grenoble.fr, alessandro.tengattini@3sr-grenoble.fr

Sommario

La presente nota mostra i primi risultati relativi alla linea di ricerca volta alla tecnica di miglioramento delle sabbie tramite l'inclusione di fibre, testando il comportamento in campo dinamico.

In particolare, vengono illustrati i risultati dei test di Colonna Risonante e Taglio Torsionale ottenuti con una nuovissima apparecchiatura di laboratorio. I test sono stati eseguiti variando la densità relativa dei materiali e la tensione di confinamento, confrontando il comportamento di una sabbia naturale con quello di una sabbia additivata con fibre di roccia basaltica disposte randomicamente all'interno del campione.

1. Introduzione

La stabilizzazione e il rinforzo dei terreni rappresentano un campo di ricerca di crescente interesse nell'ingegneria geotecnica; tra le diverse tecniche di rinforzo dei terreni, l'uso di fibre distribuite all'interno della matrice sabbiosa si è dimostrato particolarmente promettente per migliorare il comportamento meccanico di questi materiali (Park and Ann Tan, 2005; Yetimoglu et al., 2005; Consoli et al., 2009). Questa tecnica, grazie all'inclusione di fibre sintetiche o naturali, permette di aumentare la resistenza a taglio, ridurre la deformabilità e migliorare le prestazioni sotto carichi ciclici (Lirer et al., 2012).

L'obiettivo del presente studio è caratterizzare il comportamento dinamico delle sabbie rinforzate con fibre attraverso un approccio sperimentale basato su prove di laboratorio. Una particolare attenzione è stata posta nell'orientamento delle fibre all'interno dei campioni, con lo scopo di far sì che queste entrino in tensione durante i meccanismi di deformazione, conferendo al terreno una componente di resistenza a trazione di cui essa naturalmente è priva. In questa fase della ricerca, è stata condotta una campagna sperimentale in campo dinamico per valutare il confronto tra il comportamento di una sabbia naturale e quello di una sabbia rinforzata con fibre poste in modo casuale – random. Tale considerazione è essenziale per stabilire una base di riferimento. Successivamente, l'obiettivo sarà di approfondire l'effetto dell'orientamento delle fibre all'interno della matrice sabbiosa.

Il test di Colonna Risonante e Taglio Torsionale (RCTS) è stato utilizzato per determinare le proprietà dinamiche dei materiali, come il modulo di taglio dinamico e il rapporto di smorzamento, in condizioni di sollecitazione ciclica.

Studi precedenti hanno esaminato il comportamento statico delle sabbie rinforzate con fibre, mostrando un miglioramento delle proprietà meccaniche in termini di resistenza e deformabilità (Arciero et al., 2023; Michalowski and Cermak, 2002; Consoli et al., 2007; Diambra, 2010, Lirer et al., 2011). Si esplora qui il comportamento dello stesso materiale sotto condizioni di carico ciclico.

La teoria alla base del comportamento dinamico dei terreni sabbiosi rinforzati con fibre si basa sull'ipotesi che l'inclusione di fibre all'interno della matrice sabbiosa possa alterare la distribuzione delle tensioni e la dissipazione dell'energia durante la sollecitazione ciclica. Attraverso le prove RCTS, è possibile quantificare questi effetti e ottenere una comprensione più approfondita del comportamento del materiale composito in condizioni dinamiche.

2. Sperimentazione

2.1 L'apparato sperimentale: RCTS

La Colonna Risonante (RC) è una prova geotecnica utilizzata per studiare il comportamento tenso-deformativo del terreno sotto carico torsionale ciclico. Il test RCTS combina la colonna risonante con il taglio torsionale ciclico. La RC e il TS sono sufficienti per caratterizzare il materiale in condizioni sismiche e sono considerati uno dei metodi di laboratorio più affidabili ed efficaci per la determinazione del modulo di taglio e del rapporto di smorzamento del terreno (Cavallari, 2024).

Nel test di colonna risonante un campione cilindrico di terreno viene posizionato all'interno di una colonna risonante e sottoposto a vibrazioni torsionali. Il test determina la frequenza di risonanza del campione e quest'ultima è utilizzata per calcolare il modulo di taglio dinamico G del terreno.

$$G = \rho \cdot V_s^2$$

In cui: ρ densità del campione; V_s velocità delle onde di taglio.

Il test di colonna risonante è particolarmente utile per valutare il comportamento del terreno in condizioni simili a quelle sismiche, fornendo informazioni sulla risposta dinamica del terreno e il modulo di taglio a piccole deformazioni.

Durante il test di taglio torsionale il campione di terreno viene posto in una cella di taglio torsionale e ad esso è applicata una coppia ciclica. Il test misura l'angolo di torsione risultante dal carico applicato, fornendo informazioni sul comportamento di taglio del terreno sotto sollecitazioni cicliche. L'ampiezza della coppia di torsione applicata in testa al campione viene di volta in volta aumentata, al fine di ricostruire la curva di decadimento del modulo di rigidezza a taglio e la curva di incremento del rapporto di smorzamento (curve sperimentali riportate in Fig. 4).

La RCTS presente nel laboratorio di geotecnica di Casino (LAGGS) possiede due motori elettromagnetici, i quali possono raggiungere valori di coppia torcente applicata pari a 1.5Nm e 3.5Nm. Inoltre, i test possono essere eseguiti su campioni cilindrici di due diametri differenti: 38mm e 70mm.

2.2 Programma di prove e materiali utilizzati

Sono state eseguite prove di colonna risonante e taglio torsionale sui seguenti materiali: sabbia satura sciolta e densa e sabbia rinforzata con fibre di roccia sciolta e densa.

La sabbia utilizzata nella sperimentazione è la sabbia di Fossanova S3 (Salvatore et al., 2018), una sabbia quarzifica estratta nella miniera di Fossanova per l'approvvigionamento delle industrie del vetro e delle ceramiche, caratterizzata da un diametro medio dei grani $D_{50}=0.303\text{mm}$, coefficiente di uniformità $C_u=1.6$, gravità specifica $G_s=2.65$, minimo e massimo indice dei vuoti rispettivamente $e_{min}=0.476$ $e_{max}=0.821$.

Le fibre utilizzate sono fibre di roccia, un materiale di produzione industriale, commercializzato sotto il

nome di MasterFiber 050 (Master Builders Solutions). Queste ultime sono microfibre naturali e sono ottenute per fusione di roccia di natura basaltica e filatura in fibra. Le MasterFiber 050 sono ecologicamente sicure, non tossiche, possiedono un'elevata stabilità al calore, caratteristiche isolanti e hanno una struttura elastica. Sono inoltre estremamente resistenti e durevoli. Vengono prevalentemente utilizzate per la prevenzione dei fenomeni fessurativi da ritiro plastico del calcestruzzo, dunque i principali campi applicativi sono: pavimentazioni industriali, solai in calcestruzzo esposti, elementi prefabbricati. Le microfibre sono caratterizzate da un diametro $D_f=0.013\text{mm}$, una lunghezza $L_f=16\text{mm}$, gravità specifica $G_s=2.65$, resistenza a trazione $R_t=2800\text{Mpa}$.

Il quantitativo di fibre aggiunto alla matrice sabbiosa è sempre pari allo 0.5% in peso della sabbia; questo dato deriva da precedenti campagne sperimentali eseguite al fine di ottenere un contenuto di fibre ottimali per massimizzare il miglioramento della risposta meccanica (Arciero et al. 2023).

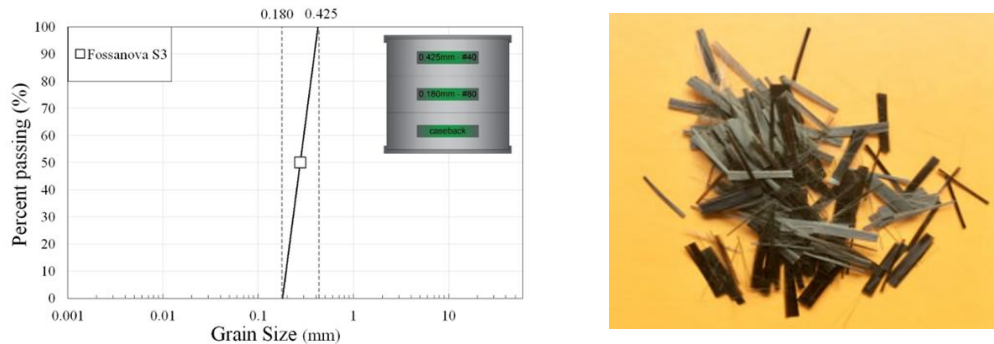


Fig 2. Curva di distribuzione granulometrica della sabbia di Fossanova e fibre di roccia basaltica agglomerati in piccoli fiocchi.

I campioni di sabbia naturale e di sabbia rinforzata con fibre random sono stati realizzati con un diametro di 70 mm e un'altezza di 140 mm, suddivisi in cinque strati. Durante il confezionamento, è stata variata la densità relativa dei campioni per studiare l'influenza di questo parametro sulle proprietà dinamiche del materiale.

Per i campioni allo stato sciolto, sia naturali che rinforzati, il confezionamento è stato effettuato senza applicare vibrazione o compattazione. La sabbia è stata versata nel cilindro di confezionamento tramite un imbuto, permettendo un riempimento uniforme degli strati senza interventi meccanici aggiuntivi.

Nel caso dei campioni densi, invece, ogni strato di materiale, dopo essere stato versato, è stato compattato manualmente. La compattazione è stata effettuata utilizzando un peso di massa nota, che è stato fatto cadere sul materiale da un'altezza di 3 cm per 10 volte. Questa procedura è stata seguita per ciascuno dei cinque strati, assicurando una densità uniforme e controllata lungo l'intero campione.

Per i campioni rinforzati con fibre, la procedura è identica a quella dei campioni naturali, con l'aggiunta di una fase preliminare di miscelazione delle fibre con la sabbia. I fiocchi di fibre di roccia basaltica sono stati prima separati e, in seguito, le fibre sono unite alla sabbia. Nonostante la finezza delle fibre e la loro capacità di disperdersi nel materiale, si è osservato che in alcuni casi tendono a riagglomerarsi, riducendo parzialmente l'omogeneità del rinforzo. Questa metodologia di confezionamento ha permesso di realizzare campioni con caratteristiche controllate, indispensabili per l'analisi comparativa delle prestazioni dinamiche della sabbia naturale e di quella rinforzata con fibre random.

Tab. 1. Proprietà fisiche dei campioni testati.

ID	w (g)	e_{max}	e_{min}	σ_c (kPa)	R (m)	H (m)	γ_s (kN/m ³)	$\gamma_{d,s}$ (kN/m ³)	n	e_0	Dr (%)	Soil compactness
01-FS-50	840.0	0.82	0.48	50	0.035	0.137	26.00	15.85	0.39	0.64	52.56	Medium
03-FS-100	841.5	0.82	0.48	100	0.035	0.139	26.00	15.80	0.39	0.65	50.85	Medium
04-FS-50	780.0	0.82	0.48	50	0.034	0.139	26.00	14.78	0.43	0.76	17.86	Loose
05-FS-100	780.0	0.82	0.48	100	0.035	0.139	26.00	14.49	0.44	0.79	7.87	Loose
06-FS-fibers-100	853.5	0.82	0.48	100	0.034	0.141	26.00	15.99	0.38	0.63	56.69	Medium
07-FS-fibers-50	853.5	0.82	0.48	50	0.035	0.140	26.00	15.96	0.39	0.63	55.58	Medium
11-FS-fibers-100	781.5	0.82	0.48	100	0.034	0.138	26.00	15.13	0.42	0.72	29.78	Loose
12-FS-fibers-50	783.5	0.82	0.48	50	0.035	0.140	26.00	14.68	0.44	0.77	14.51	Loose

con: w peso del materiale; e_{max} indice dei vuoti massimo; e_{min} indice dei vuoti minimo; σ_c tensione di confinamento; R raggio del campione; H altezza del campione; n porosità del campione; e_0 indice dei vuoti iniziale; Dr densità relativa.

2.3 Risultati

In questa sezione, vengono presentati i risultati ottenuti dalle prove di colonna risonante condotte su campioni di sabbia naturale e sabbia rinforzata con fibre random. L'obiettivo principale di queste prove è stato quello di analizzare e confrontare il comportamento dinamico dei due materiali in funzione della densità relativa e della tensione di confinamento applicata. Tutti i campioni soggetti alla prova RCTS subiscono una fase di saturazione e di consolidazione, dopo la quale è possibile proseguire con i test dinamici.

2.3.1 Colonna Risonante

Le prove di colonna risonante sono prove a piccolissime deformazioni e hanno l'obiettivo di valutare il modulo di rigidità a taglio iniziale G_0 .

I risultati delle prove di colonna risonante condotte sulla sabbia naturale evidenziano una chiara dipendenza del modulo di rigidità a taglio (G_0) dalla densità relativa. Come atteso, il modulo di rigidità a taglio aumenta con l'incremento della densità relativa del materiale. Quando si confrontano i campioni di sabbia naturale con quelli rinforzati con fibre, si osserva un leggero incremento di G_0 nei campioni fibro-rinforzati. Tuttavia, questo aumento tende a diminuire progressivamente all'aumentare della tensione di confinamento. Normalizzando G_0 attraverso la funzione $f(e)$, che tiene conto dell'influenza dell'indice dei vuoti, emerge che il campione con il valore di G_0 più elevato è quello fibro-rinforzato con una densità relativa di circa 29%, quindi un campione relativamente sciolto. Questo risultato suggerisce che, sebbene la densità relativa sia un fattore cruciale, la presenza delle fibre può avere un impatto significativo sul comportamento dinamico della sabbia, specialmente a basse densità.

Tab. 2. Valori dei moduli di rigidità a taglio derivanti dalle prove di colonna risonante.

ID	σ_c (kPa)	G_0 (Mpa)	e_0
01-FS-50-Dense	50	61.31	0.64
03-FS-100-Dense	100	102.19	0.65
05-FS-100-Loose	100	77.58	0.79
06-FS-fibers-100-Dense	100	106.32	0.63
07-FS-fibers-50-Dense	50	76.19	0.63
11-FS-fibers-100-Loose	100	94.37	0.72
12-FS-fibers-50-Loose	50	58.95	0.77

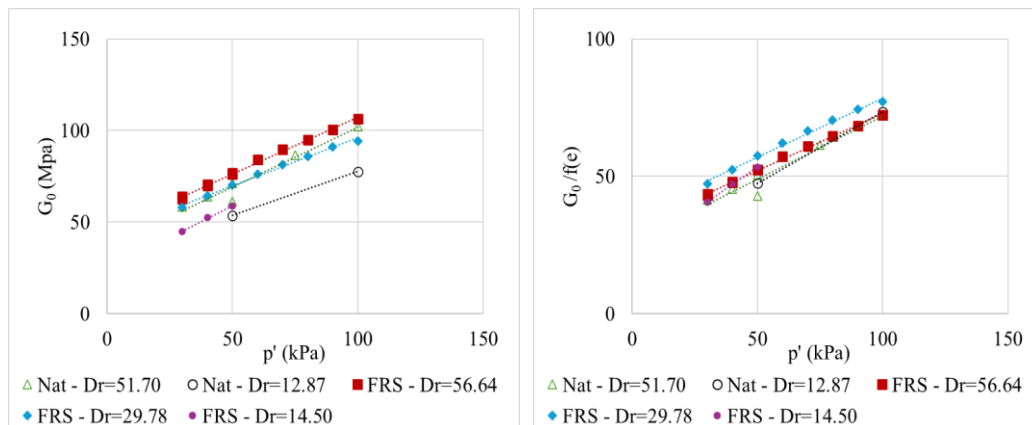


Fig 3. Risultati della prova di colonna risonante eseguita su sabbia naturale e fibro-rinforzata al variare della densità relativa, ovvero su campioni sciolti ($Dr < 35\%$) e densi ($Dr > 35\%$).

2.3.2 Taglio torsionale ciclico

Le prove di taglio torsionale ciclico hanno l'obiettivo di costruire le curve di decadimento del modulo di rigidezza a taglio e le curve di incremento dello smorzamento. Queste curve sono fondamentali per comprendere il comportamento dinamico dei materiali e valutare come la presenza di fibre possa influenzare tali proprietà. Le prove sono state eseguite imponendo un numero di cicli pari a 10 e un valore di frequenza pari a 0.25Hz.

In Fig. 4 sono illustrati i risultati relativi alle prove di taglio torsionale ciclico per campioni naturali e fibro-rinforzati, sottoposti allo stesso confinamento di 50 kPa (Fig. 4a) e 100 kPa (Fig. 4b), con diverso stato di addensamento, sciolto e denso.

Si osserva che, in condizioni di basso confinamento – 50kPa –, la presenza di fibre influisce sulla risposta dinamica del materiale solo allo stato denso, in quanto il campione sciolto fibro-rinforzato replica la risposta dinamica del campione sciolto con sabbia naturale. Questo potrebbe suggerire che non vi sia abbastanza interazione e contatto tra lo scheletro delle fibre e quello dei grani. Allo stato denso, invece, il campione rinforzato con fibre manifesta, durante l'intera fase di prova, un modulo di rigidezza a taglio superiore alla sabbia naturale e raggiunge valori deformativi più elevati, indicando una ridotta fragilità e una maggiore duttilità del materiale.

Con l'aumento del confinamento, l'effetto positivo delle fibre si estende anche ai campioni in stato sciolto, per i quali si osservano benefici analoghi a quelli descritti precedentemente a confinamento inferiore.

Tuttavia, per i campioni densi rinforzati con fibre, si nota un comportamento divergente: a bassi livelli di deformazione (circa 0,01%), si verifica un improvviso decremento del modulo di taglio accompagnato da un aumento dello smorzamento. Tale anomalia potrebbe essere attribuita a un errore sperimentale, suggerendo la necessità di ripetere il test. Nonostante ciò, ad eccezione del campione sciolto a 50kPa di confinamento, si riscontra generalmente un miglioramento delle proprietà dinamiche del terreno dovuto alla presenza delle fibre.

Sarebbe interessante esplorare ulteriormente l'effetto delle fibre a livelli di deformazione più elevati, poiché è noto che queste esprimono appieno il loro potenziale benefico sotto l'azione di sforzi di trazione.

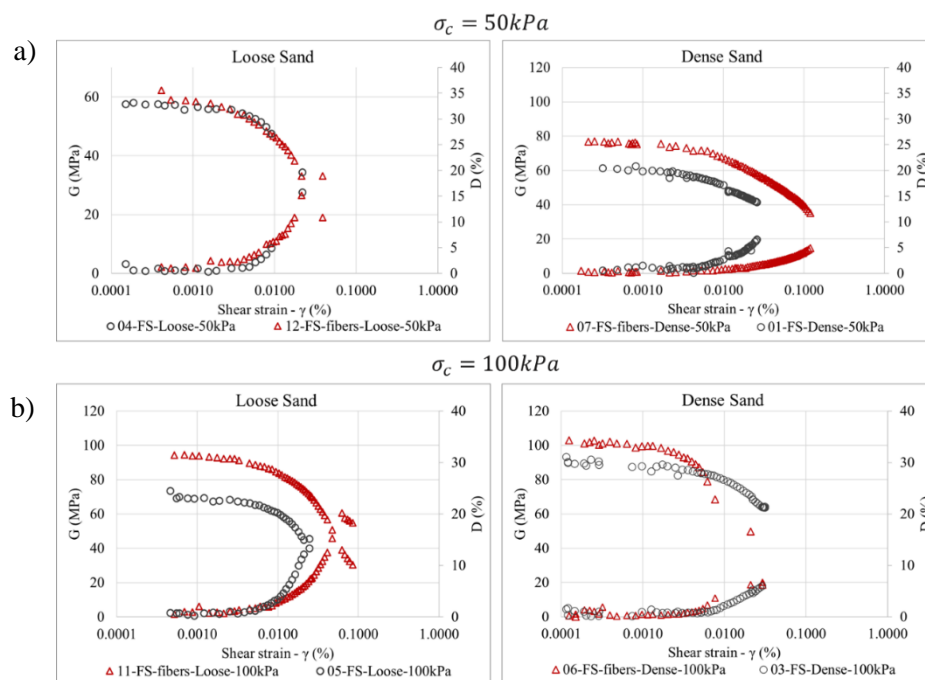


Fig 4. Curve di decadimento del modulo di taglio e di incremento dello smorzamento per sabbia naturale (in nero)

e sabbia fibro-rinforzata (in rosso) a due differenti valori di confinamento (a) 50kPa, (b) 100kPa, e a due differenti stati di addensamento, relativamente sciolto e denso.

3. Conclusioni Sviluppi

I risultati ottenuti con le prove RCTS confrontando il comportamento dinamico di una sabbia naturale ed una sabbia fibro-rinforzata, mostrano la capacità delle fibre di influenzare la risposta dinamica del materiale. A piccole deformazioni si osserva un leggero incremento di G_0 nei campioni fibro-rinforzati. Tuttavia, questo aumento tende a diminuire progressivamente all'aumentare della tensione di confinamento applicata. A valori di deformazione più elevate, ad eccezione del campione sciolto a 50kPa di confinamento, si riscontra generalmente un miglioramento delle proprietà dinamiche del terreno dovuto alla presenza delle fibre, che si concretizza in un valore più elevato del modulo di taglio durante tutta la fase di prova e il raggiungimento di valori deformativi più elevati, sinonimo di maggior duttilità del materiale.

Sarebbe interessante capire cosa accadrebbe all'ulteriore aumento della tensione di confinamento e soprattutto al variare delle caratteristiche delle fibre.

Sono previste nuove prove con campioni di dimensioni inferiore, in modo da aumentare il valore delle deformazioni, al fine di osservare un eventuale influenza delle fibre che necessitano subire un meccanismo di deformazione a trazione.

In linea con la ricerca precedentemente condotta in campo statico, sono previste prove RCTS con fibre orientate.

Bibliografia

- Arciero, M., Salvatore, E., Tengattini, A., Modoni, G., & Viggiani, G. (2024). Effect of fibre orientation on the mechanical response of reinforced sand, detected with x-ray tomography. In *E3S Web of Conferences* (Vol. 544, p. 11017). EDP Sciences.
- Cavallari, A. (2014). Soil testing using a Chirp RC. In *20th IMEKO TC4 International Symposium and 18th International Workshop on ADC Modelling and Testing Research on Electric and Electronic Measurement for the Economic Upturn Benevento, Italy, September* (pp. 15-17).
- Consoli, N. C., Heineck, K. S., Casagrande, M. D. T., & Coop, M. R. (2007). Shear strength behavior of fiber-reinforced sand considering triaxial tests under distinct stress paths. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 133(11), 1466-1469.
- Consoli, N. C., Vendruscolo, M. A., Fonini, A., & Dalla Rosa, F. (2009). Fiber reinforcement effects on sand considering a wide cementation range. *Geotextiles and Geomembranes*, 27(3), 196-203.
- Diambra, A., Ibraim, E., Wood, D. M., & Russell, A. R. (2010). Fibre reinforced sands: experiments and modelling. *Geotextiles and geomembranes*, 28(3), 238-250.
- Lirer, Stefania, Alessandro Flora, and Nilo Cesar Consoli. "On the strength of fibre-reinforced soils." *Soilsand foundations* 51.4 (2011): 601-609.
- Lirer, S., Flora, A., & Consoli, N. C. (2012). Experimental evidences of the effect of fibres in reinforcing a sandy gravel. *Geotechnical and Geological Engineering*, 30, 75-83.
- Michalowski, R.L., Čermák, J., 2002. Strength anisotropy of fiber-reinforced sand. *Computers and Geotechnics* 29, 279–299.
- Park, T., & Tan, S. A. (2005). Enhanced performance of reinforced soil walls by the inclusion of short fiber. *Geotextiles and geomembranes*, 23(4), 348-361.
- Salvatore, E., Andò, E., Proia, R., Modoni, G., & Viggiani, G. (2018). Effect of strain localization on the response of granular materials subjected to monotonic and cyclic triaxial tests. *Rivista Italiana di Geotecnica*, 52(2), 30-43.
- Yetimoglu, T., Inanir, M., & Inanir, O. E. (2005). A study on bearing capacity of randomly distributed fiber-reinforced sand fills overlying soft clay. *Geotextiles and Geomembranes*, 23(2), 174-183.



STUDIO SPERIMENTALE DELLA RISPOSTA CICLICA DI MATERIALI DI CAPROCK

Andrea Ciancimino
Politecnico di Torino
andrea.ciancimino@polito.it

Renato Maria Cosentini
Politecnico di Torino
renato.cosentini@polito.it

Sebastiano Foti
Politecnico di Torino
sebastiano.foti@polito.it

Giorgio Volonté
ENI SpA
giorgio.volonte@eni.com

Guido Musso
Politecnico di Torino
guido.musso@polito.it

Sommario

La nota presenta i risultati di una serie di prove triassiali monotone e cicliche condotte su campioni indisturbati di argilla strutturata prelevata da una tipica formazione di caprock e sottoposta ad elevate pressioni di confinamento. I risultati mostrano come la risposta del materiale sia caratterizzata dal comportamento sforzo-deformazione tipico delle argille strutturate, con una fragilità piuttosto elevata che dipende fortemente dalla velocità di deformazione. Nelle prove cicliche il carico, imposto in controllo di sforzo, provoca la degradazione della struttura del materiale che porta ad una riduzione della resistenza ed eventualmente dalla rottura del provino. La destrutturazione induce una progressiva riduzione delle velocità di propagazione delle onde elastiche ed una variazione significativa nella forma dei segnali che si propagano nei provini. Tale variazione, quantificata mediante il coefficiente di cross-correlazione, rappresenta una valida alternativa per il monitoraggio in sito del processo di degradazione.

1. Introduzione

Lo sviluppo di tecnologie a supporto della produzione di energie rinnovabili sta aumentando in risposta alla crescente domanda di energia pulita e sostenibile. Tuttavia, la natura intrinsecamente intermittente di tali fonti ne limita l'utilizzo come sorgenti primarie (e.g., Engeland et al., 2017). La capacità di bilanciare i cicli di domanda e offerta su scala stagionale assume quindi un'importanza rilevante per l'integrazione su larga scala delle fonti energetiche rinnovabili. L'utilizzo dell'idrogeno come vettore energetico sembra essere promettente, in quanto offre un'elevata densità energetica, versatilità e compatibilità con diverse tecnologie di conversione "pulita" di energia (e.g., Miller et al., 2020). Tale utilizzo impone però la necessità di identificare delle possibili soluzioni per lo stoccaggio di gas. Tra queste, i giacimenti di idrocarburi depletati rappresentano una valida alternativa visti i grandi volumi di

deposito disponibili (Heinemann et al., 2021). Il processo di stoccaggio coinvolge una formazione porosa, che opera da serbatoio naturale, e una formazione di copertura a bassa permeabilità, che impedisce la migrazione di gas al di fuori del giacimento.

Le operazioni di stoccaggio sotterraneo di idrogeno comportano però alcune problematiche legate allo sviluppo di fenomeni di interazione geochimica del gas con i materiali in sito, a cui si aggiunge l'interazione meccanica indotta dai cicli di iniezione-produzione. Quest'ultimi indurranno delle variazioni nello stato tensionale del materiale di giacimento e nella formazione di copertura. Il caprock sperimenterà un complesso percorso tensionale ciclico guidato dalle deformazioni subite dal giacimento e quindi associato alla stagionalità delle fonti di energia rinnovabile. L'applicazione di tale carico può, potenzialmente, portare a una progressiva degradazione della struttura del materiale (Heinemann et al., 2021) di cui si deve tenere conto negli studi di fattibilità al fine di prevenire lo sviluppo di meccanismi che possano compromettere l'integrità della formazione. Al contempo, appare cruciale effettuare un monitoraggio in sito dello stato della formazione, al fine di identificare per tempo l'insorgere di possibili criticità.

Il presente lavoro introduce i risultati di una campagna sperimentale condotta al fine di valutare il comportamento a fatica di materiali di copertura. In primo luogo, sono presentati i risultati di una serie di prove triassiali consolidate non drenate monotone e cicliche condotte su campioni indisturbati rappresentativi di una tipica formazione di caprock. Tali risultati sono introdotti al fine di evidenziare le caratteristiche distintive del comportamento del materiale. In seguito, la nota si concentra sull'analisi di segnali acquisiti durante lo svolgimento delle prove triassiali al fine di monitorare l'evoluzione delle caratteristiche meccaniche che governano i fenomeni di propagazione delle onde di volume nei provini.

2. Influenza della struttura e della velocità di deformazione sulla risposta del materiale

Il materiale oggetto della sperimentazione è un'argilla strutturata prelevata a circa 1150 m di profondità in una tipica formazione di copertura indicata in letteratura come "Argille del Santerno" (e.g., Benetatos et al., 2023). Si tratta di un'argilla con limo caratterizzata da un contenuto medio di carbonati del 40% che le conferisce una struttura particolarmente rigida. Il limite liquido è $w_L = 43\%$ e il limite plastico è $w_P = 25\%$. Per analizzare il comportamento del materiale è stata eseguita una serie di prove triassiali consolidate non drenate di compressione monotona e ciclica. La sperimentazione è stata condotta utilizzando le celle triassiali ad alte e medie pressioni del Laboratorio Geotecnico del Politecnico di Torino (Barla et al., 2010). I provini sono stati consolidati ad uno stato tensionale coerente con il valore litostatico: $q = 6.3$ MPa e $p' = 8.1$ MPa. Le prove monotone sono state effettuate in controllo di deformazione adottando differenti velocità $\dot{\epsilon}_{ax}$, mentre le prove cicliche in controllo di sforzo imponendo una storia tensionale deviatorica sinusoidale unidirezionale per un numero di cicli N_f tale da portare il provino a rottura. L'accumulo di deformazioni permanenti dovuto all'applicazione del carico ciclico comporta infatti una progressiva degradazione della struttura del materiale a cui consegue una riduzione della resistenza del provino. Quando lo sforzo deviatorico massimo applicato q_{max} tende alla resistenza del provino (ridotta rispetto al suo valore iniziale) si verificano le condizioni di rottura fragile, che si manifestano mediante la formazione di una banda di taglio ben definita (Ciancimino et al., 2024). In Fig. 1a è riportata una sintesi dei risultati in termini di N_f in funzione di q_{max} . Due prove (rappresentate mediante triangoli) sono state interrotte prima di raggiungere la rottura, a causa della loro eccessiva durata. Le prove sono state condotte adottando due differenti periodi: $T = 5$ min e $T = 250$ min ed imponendo un'ampiezza del carico A generalmente pari a 5.3 MPa, tranne in due casi per cui è stata adottata $A = 3.25$ MPa. In analogia con quanto si osserva tipicamente analizzando il comportamento a fatica di materiali fragili (e.g., Cerfontaine e Collins, 2018), N_f diminuisce con l'aumento di q_{max} . In particolare, i risultati sono ben interpolati da una regressione lineare (in scala logaritmica) se si considerano prove condotte a valori analoghi di A e f .

La notevole dipendenza, per il materiale in oggetto, della risposta meccanica dalla velocità di deformazione implica un'influenza significativa della frequenza sul comportamento a fatica. In Fig. 1b

è riportato il confronto tra due prove cicliche (A e B in Fig. 1a) condotte imponendo la stessa storia tensionale ma f differenti (e quindi differenti velocità medie $\dot{\epsilon}_{ax}$). Nella prova A (caratterizzata da una f inferiore) si osserva un rapido accumulo di ϵ_{ax} sin dai primi cicli di carico, che porta alla rottura durante l'applicazione del settimo ciclo. Nella prova B si osserva una destrutturazione del materiale più lenta, che comporta un aumento di N_f rispetto al caso precedente. In Fig. 1c-d sono confrontate le risposte sforzo-deformazione osservate per le prove A e B con le curve monotone ottenute imponendo differenti valori di $\dot{\epsilon}_{ax}$. All'aumentare di $\dot{\epsilon}_{ax}$ si osserva un aumento della resistenza del materiale, che spiega i differenti valori di N_f osservati nelle due prove cicliche. È interessante notare come la risposta ciclica sia ben descritta dalle curve monotone, a condizione che queste siano ottenute imponendo una velocità di deformazione $\dot{\epsilon}_{ax}$ coerente con quella media $\dot{\epsilon}_{ax}$ implicitamente assunta nelle prove cicliche. Ad esempio, la risposta ciclica della prova A è ben involupata dalla curva monotona ottenuta per $\dot{\epsilon}_{ax} = 0.01\%/min$. La risposta della prova B è invece coerente con la curva ottenuta imponendo $\dot{\epsilon}_{ax} = 0.5\%/min$. Infine, per quanto concerne l'influenza dell'ampiezza del carico, sono state condotte alcune prove adottando gli stessi valori di q_{max} e f , ma variando A (e quindi, di fatto, il deviatore medio q_{mean}). All'aumentare di q_{mean} (e quindi al diminuire di A) si è osservata una riduzione significativa della vita utile del materiale. Tali risultati sono inquadrabili considerando la risposta viscosa del materiale: adottare valori maggiori di q_{mean} implica un maggiore accumulo di deformazioni assiali nel tempo e, di conseguenza, un processo di degradazione della struttura del materiale più rapido.

3. Analisi delle caratteristiche di propagazione delle onde elastiche

La cella triassiale a medie pressioni è stata strumentata mediante trasduttori acustici al fine di poter condurre, contestualmente alle prove triassiali, misure di tipo ultrasonico. La strumentazione è costituita da due set di trasduttori piezoelettrici che permettono di generare e ricevere onde di compressione e di taglio ad alta frequenza. Un set viene utilizzato per generare l'input, che si propaga attraverso il provino e viene letto in output dall'altro set. Il tempo di primo arrivo iniziale t_0 è ottenuto facendo riferimento al segnale x_0 (acquisito prima della fase di taglio) mediante picking manuale dell'output. Tale tempo definisce le velocità di propagazione (V_S o V_P) di riferimento misurate al termine della consolidazione.

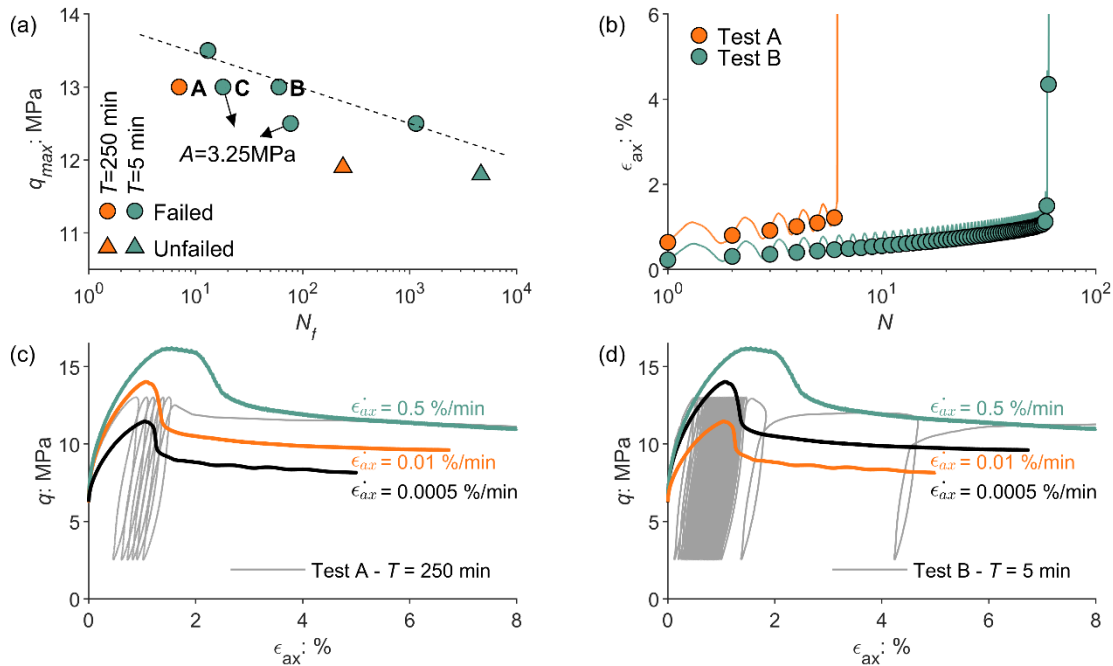


Fig. 1. Risultati delle prove cicliche: (a) numero di cicli a rottura in funzione del deviatore massimo; (b) influenza della frequenza sull'accumulo di deformazione assiale; (c-d) confronto della risposta sforzo-deformazione ottenuta in prove monotone eseguite a differente velocità di deformazione e prove cicliche.

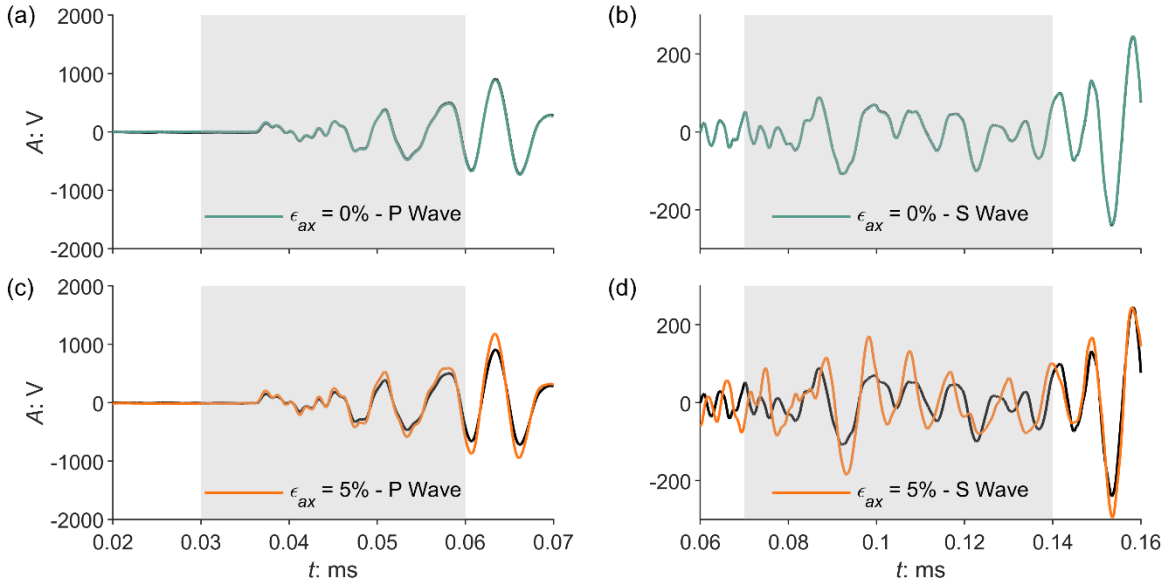


Fig. 2. Prova monotona: confronto tra segnali di riferimento (in nero) acquisiti al termine della consolidazione e all'inizio (in verde) o al termine (in arancione) della fase di taglio in onde P (a-c) e S (b-d).

In seguito, viene applicata una procedura di interpretazione basata sulla funzione di cross-correlazione per valutare lo sfasamento $\Delta t(N)$ che intercorre tra il segnale x_N , acquisito al termine di un certo ciclo N , e il segnale di riferimento x_0 . Il segnale x_N è traslato nel tempo impiegando diversi valori di sfasamento Δt . Per ogni Δt è calcolato il coefficiente di cross-correlazione normalizzato $\rho(x_0, x_N)$:

$$\rho(x_0, x_N) = \frac{R_{x_0, x_N}(t)}{\sqrt{R_{x_0, x_0}(0) \cdot R_{x_N, x_N}(0)}} \quad (1)$$

dove il simbolo $R_{a,b}(t)$ è utilizzato per indicare la funzione di cross-correlazione calcolata tra due generici segnali a e b , quest'ultimo traslato di Δt . L'effettivo sfasamento tra i due segnali $\Delta t(N)$ è definito come il valore associato al massimo coefficiente di cross-correlazione normalizzato $\hat{\rho}(x_0, x_N)$. Nel caso in cui x_0 e x_N siano due segnali totalmente equivalenti in termini di forma e ampiezza d'onda, ma traslati nel tempo, il valore di $\hat{\rho}(x_0, x_N)$ tende ad 1. In generale, i due segnali si differenziano a causa di incertezze sperimentali e variazioni delle caratteristiche meccaniche e geometriche del provino. Il coefficiente $\hat{\rho}(x_0, x_N)$ rappresenta quindi una misura di similarità tra segnali acquisiti in diversi istanti della prova. Definito $\Delta t(N)$, il tempo di primo arrivo caratteristico del segnale x_N può essere calcolato come $t(N) = t_0 + \Delta t(N)$. La metodologia può essere applicata per analizzare segnali sia in onde P che S, ottenendo i corrispondenti valori di $\hat{\rho}_{P,S}(x_0, x_N)$ e $t_{P,S}(N)$. Infine, V_P e V_S sono calcolate come rapporto tra l'altezza corrente del provino $H(N)$ e $t_{P,S}(N)$.

Per illustrare gli effetti del processo di destrutturazione si fa riferimento ai risultati della prova monotona condotta imponendo $\dot{\epsilon}_{ax} = 0.0005\%/min$. In Fig. 2 è riportato il confronto tra i segnali di riferimento, acquisiti al termine della consolidazione, e i segnali acquisiti durante la fase di taglio riallineati mediante la procedura di cross-correlazione. Le scansioni registrate subito dopo l'inizio della fase di taglio appaiono praticamente coincidenti con quelle di riferimento (Fig. 2a-b). Al progredire del processo di destrutturazione, le variazioni delle caratteristiche meccaniche e geometriche dei provini inducono delle modifiche rilevanti nei segnali, in termini sia di ampiezza, sia di forma d'onda (Fig. 2c-d). Tali differenze sono accentuate quando si osservano i segnali in onde S, che ci si attende siano maggiormente influenzati dalla formazione della banda di taglio.

L'evoluzione delle caratteristiche di propagazione è riportata per la stessa prova in Fig. 3 in termini di variazioni ΔV_P e ΔV_S e dei coefficienti di cross-correlazione normalizzati, $\hat{\rho}_P(x_0, x_N)$ e $\hat{\rho}_S(x_0, x_N)$. Si osserva come ΔV_P e ΔV_S seguano l'andamento delle curve caratteristiche della risposta sforzo-deformazione (Fig. 1c-d). Nella fase iniziale, l'applicazione di uno sforzo q crescente comporta un

incremento dello stato di confinamento. Ne consegue un incremento degli sforzi di contatto tra i grani che porta ad un aumento di ΔV_P e ΔV_S , più marcato nel caso della V_P (Fig. 3a). Raggiunto un valore di $\epsilon_{ax} = 1.2\%$ avviene una rapida riduzione di q dal valore di picco al valore post-picco, caratteristica del comportamento fragile del materiale, a cui segue una riduzione di ΔV_P e ΔV_S .

La riduzione delle velocità, sebbene ben visibile, non è particolarmente marcata (Fig. 3a). Per spiegare tali risultati è opportuno considerare le modalità con cui avviene la rottura dei provini. La struttura del materiale comporta una rottura fragile e la formazione di una banda di taglio netta. Sebbene la banda di taglio definisca il comportamento tensionale dell'intero provino, il suo sviluppo risulta concentrato in una fascia di materiale ben definita e non particolarmente estesa. È quindi ragionevole supporre che l'effettiva degradazione delle caratteristiche elastiche del materiale avvenga soltanto lungo lo spessore di tale banda. Di conseguenza le velocità di propagazione misurate (che sono dei valori equivalenti mediati lungo l'altezza dei provini) sono influenzate in minor misura dal processo di degradazione.

Al contrario, osservando l'evoluzione di $\hat{\rho}_P(x_0, x_N)$ e $\hat{\rho}_S(x_0, x_N)$ si osserva una riduzione lungo l'intero processo di destrutturazione, in particolare per quanto concerne le onde di tipo S a seguito della formazione della banda di taglio (Fig. 3b). Tale informazione, di carattere quantitativo, riflette le osservazioni qualitative precedentemente espresse sulla base dell'analisi dei segnali di Fig. 2. Al progredire del processo di degradazione, lo sviluppo della banda di taglio comporta la formazione di onde riflesse e rifratte che interferiscono con l'onda diretta ricevuta dal trasduttore, modificandone la forma ed il contenuto energetico. I coefficienti di cross-correlazione tendono quindi a decrescere.

I tratti caratteristici dell'evoluzione dei parametri di propagazione precedentemente introdotti sono identificabili anche nei risultati delle prove cicliche, come evidenziato in Fig. 4 (prova C in Fig. 1a). Si osserva un'iniziale riduzione di V_P e V_S dovuta all'accumulo di sovrappressioni interstiziali cicliche, seguita da una momentanea stabilizzazione (Fig. 4 a). In prossimità della rottura, la riduzione delle velocità aumenta nuovamente, questa volta per la destrutturazione all'interno della banda di taglio.

In tutte le prove si osserva una riduzione relativamente modesta del valore di $\hat{\rho}_P(x_0, x_N)$ (Fig. 4b). Tale valore tende poi a decrescere più rapidamente in prossimità delle condizioni di rottura.

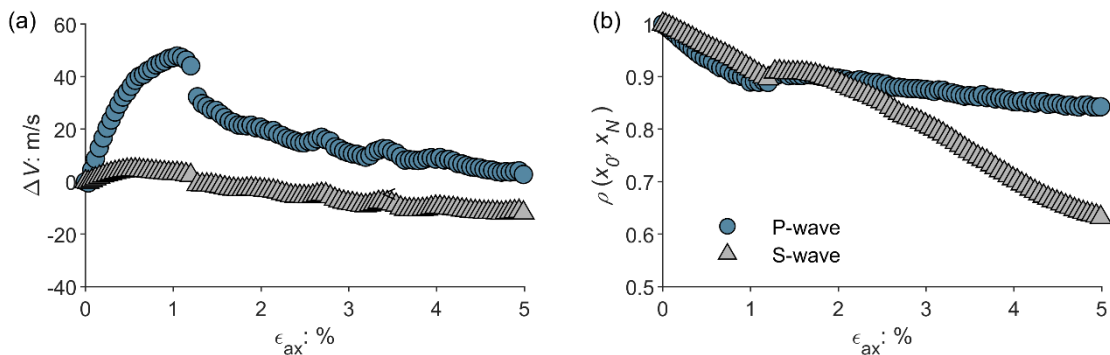


Fig. 3. Prova monotona: (a) variazione delle velocità di propagazione delle onde di compressione e di taglio; (b) corrispondente evoluzione dei coefficienti di cross-correlazione normalizzati.

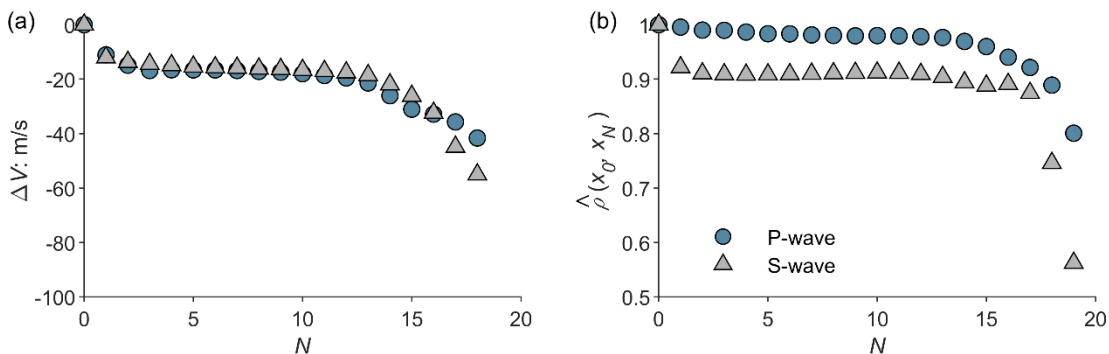


Fig. 4. Prova ciclica C: (a) variazione delle velocità di propagazione delle onde di compressione e di taglio; (b) corrispondente evoluzione dei coefficienti di cross-correlazione normalizzati.

Per quanto concerne l'evoluzione di $\hat{\rho}_S(x_0, x_N)$, si osserva invece una iniziale rapida riduzione (da 1 a circa 0.9), associata sia allo sviluppo di sovrappressioni interstiziali, sia alle maggiori incertezze insite nella stima dei parametri associati alle onde S (Fig. 4b). Tale riduzione è poi seguita da un andamento discendente e da un ulteriore crollo in prossimità delle condizioni di rottura.

4. Conclusioni

I risultati delle prove triassiali monotone hanno evidenziato un comportamento sforzo-deformazione del materiale di caprock particolarmente fragile ed una significativa dipendenza della resistenza dalla velocità di deformazione. Tale dipendenza assume implicazioni rilevanti in relazione all'applicazione di carichi ciclici. I risultati delle prove cicliche hanno infatti mostrato come al diminuire della frequenza il numero di cicli a rottura tenda a decrescere a causa della risposta viscosa che implica un maggiore accumulo di deformazioni permanenti al termine di ogni ciclo di carico. La viscosità influenza il comportamento del materiale anche per percorsi tensionali caratterizzati dallo stesso deviatore massimo e dalla stessa frequenza, ma variando il deviatore medio. All'aumentare del deviatore medio si è osservata una riduzione della vita utile associata ad un maggiore accumulo di deformazioni assiali nel tempo e, di conseguenza, un processo di degradazione più rapido.

Il processo di degradazione della struttura dei provini è stato studiato anche monitorando i parametri di propagazione delle onde di volume nel mezzo. Le misure hanno evidenziato come la progressiva destrutturazione comporti una riduzione, sebbene non eccessivamente marcata, delle velocità di propagazione. La rottura dei provini indisturbati avviene infatti a seguito di un processo di localizzazione delle deformazioni, con modifiche alla microstruttura limitate alla regione delle bande di taglio e pertanto solo parzialmente apprezzabili in termini di velocità medie registrate alla scala del provino. Al contrario, le variazioni di forma dei segnali associate alla formazione della banda di taglio appaiono particolarmente marcate. Tali variazioni producono una riduzione significativa dei coefficienti di cross-correlazione, che potrebbero quindi rappresentare una valida alternativa al fine di monitorare il progredire del fenomeno di destrutturazione in sito.

Ringraziamenti

Lo studio è stato finanziato da ENI SpA nell'ambito del progetto "Hynergy". Gli autori ringraziano Eni SpA per l'autorizzazione alla pubblicazione di questo lavoro.

Bibliografia

- Barla G., Barla M., Debernardi D. (2010). "New triaxial apparatus for rocks", *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 43(2), 225-230.
- Benetatos C., Rocca V., Verga F., Adinolfi L., Marzano F. (2023). "Deformation behavior of a regional shale formation from integrated laboratory and well data analysis: insights for underground fluid storage in northern Italy", *Geoenery Science and Engineering*, 229, 212109.
- Cerfontaine B., Collin F. (2018). "Cyclic and fatigue behaviour of rock materials: review, interpretation and research perspectives", *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 51(2), 391-414.
- Ciancimino A., Cosentini R. M., Foti S., Messori A., Ullah H., Volonté G., Musso, G. (2024). "A preliminary investigation on the mechanical behaviour of a stiff Italian clay in the context of hydrogen storage", *Geomechanics for Energy and the Environment*, 38, DOI: 10.1016/j.gete.2024.100562.
- Engeland K., Borga M., Creutin J.D., François B., Ramos M.H., Vidal, J.P. (2017). "Space-time variability of climate variables and intermittent renewable electricity production – A review", *Renewable and Sustainable Energy Reviews*, 79, 600-617.
- Heinemann N., Alcalde J., Miodic J.M., Hangx S. J. T., Kallmeyer J., . . . Rudloff A. (2021). "Enabling large-scale hydrogen storage in porous media- the scientific challenges", *Energy & Environmental Science*, 14(2), 853-864.
- Miller H. A., Bouzek K., Hnat J., Loos S., Bernäcker C. I., Weißgärber T., . . . Meier-Haack J. (2020). "Green hydrogen from anion exchange membrane water electrolysis: A review of recent developments in critical materials and operating conditions", *Sustainable Energy and Fuels*, 4(5), 2114-2133.



NUMERICAL MODELLING OF THE CYCLIC RESPONSE OF A CAPROCK MATERIAL WITH AN ELASTO-VISCOPLASTIC CONSTITUTIVE MODEL ACCOUNTING FOR DEBONDING

Trishala Daka

*Politecnico di Torino, Department of Structural, Building and Geotechnical Engineering, Turin, Italy.
trishala.daka@polito.it*

Andrea Ciancimino

*Politecnico di Torino, Department of Structural, Building and Geotechnical Engineering, Turin, Italy.
andrea.ciancimino@polito.it*

Liliana Gramegna

*Politecnico di Milano, Department of Civil and Environmental Engineering, Milan, Italy.
liliana.gramegna@polimi.it*

Gabriele Della Vecchia

*Politecnico di Milano, Department of Civil and Environmental Engineering, Milan, Italy.
gabriele.dellavecchia@polimi.it*

Guido Musso

*Politecnico di Torino, Department of Structural, Building and Geotechnical Engineering, Turin, Italy.
guido.musso@polito.it*

Abstract

The energy transition is a paradigm shift that affects the entire economic, social and industrial trajectory of our country. In this context, large-scale underground storage of hydrogen is seen as an effective way of overcoming the drawback associated with the seasonal nature of renewable energy sources in meeting the needs of energy demand. However, the injection/production cycles will produce a seasonal cyclic pressure of the stored gas, which in turn will induce stress changes in both the host formation and the caprock material. Such geomechanical variations can seriously compromise the sealing capacity of the caprock, increasing the risk of leakage. It is then of paramount importance to appropriately model the fatigue behaviour of the caprock material. This work investigates the ability of an existing elasto-plastic framework developed for structured soils to model the experimental response of an Italian stiff clay, which represents a typical caprock material. The existing framework is enhanced by introducing a viscous strain component to reproduce the observed time-dependency of the caprock response, which is shown to be crucial in modelling the material behaviour under different cyclic loading conditions.

1. Introduction

To address the rise in greenhouse gas emissions, policymakers have reached several climate change agreements (e.g., Paris Agreement, 2015). In order to meet these climate targets, there is an increasing focus on the implementation of carbon capture and storage operations and the use of renewable energy sources. Nevertheless, renewable energy systems such as solar, wind, hydropower, and biofuels are highly subjected to seasonal variations and need to be regulated efficiently.

In this context, underground storage systems, such as depleted hydrocarbon reservoirs and saline aquifers, are being considered to use hydrogen as an energy carrier. The latter is converted from surplus renewable energy to meet energy demand on a large scale, respecting the household purpose. However, the injection of non-native fluids into the porous and permeable reservoir formations raises concerns about the storage integrity of the overlying sealing caprock formation (Miocic et al., 2023). Storage of hydrogen in the porous formation implies replacement of the existing brine, which can lead to complex multiphase displacement patterns (Heinemann et al., 2021). The low density of hydrogen compared to brine can lead to the formation of a hydrogen cap directly below the caprock. In addition, the cyclic injection and production of hydrogen will result in cyclic changes in the effective stress state of the reservoir formation, which in turn will affect the state of the caprock. These cyclic stress variations can induce fatigue-related risks, creating leakage pathways within the caprock. Other potential undesirable effects are fault reactivation, surface heave and induced seismicity (Heinemann et al., 2021). To ensure safe storage it is therefore necessary to properly model the response of the caprock to the strain field imposed by the operations in the reservoir.

Most commonly, caprocks are sedimentary clayey rocks bonded to different extents. Bonding provides a larger strength and stiffness with respect to the same material in a remoulded state. Ciancimino et al. (2024) found a strong strain-softening response during monotonic shear of these structured materials, which is attributed to bond breakage. Also, Ciancimino et al. (under prep.) highlighted the non-negligible influence of loading frequency on these structured clays. In this paper, the relevance of viscosity is firstly shown by comparing experimental trends obtained from cyclic tests conducted on an Italian stiff carbonatic clay with numerical predictions coming from a widely used constitutive model for the cyclic response of structured materials. Then, an existing elasto-plastic model including debonding (e.g., Seidalinov and Taiebat, 2019) is enhanced by introducing a viscous strain-component to model the time-dependent behaviour of the material. The proposed model is finally verified with the experimental results to show its effectiveness in assessing the fatigue life of the caprock material.

2. Elasto-plasticity theory with debonding

Experimental results on natural and reconstituted clays highlighted the role of bonding on the compressibility and the shear strength of undisturbed structured materials (e.g., Ciancimino et al. 2024). The bonding degree of a natural clay depends on the physical and chemical conditions that occur during deposition, consolidation, ageing and unloading. In constitutive modelling, it is assumed that bonding is responsible for the different mechanical behavior of intact soil with respect to the reconstituted soil. Gens and Nova (1993) proposed to account for the mechanical consequences of bonding by increasing the size of the yield surface of reconstituted material via a new internal variable. The post-yielding disruption of the bonded material is then modelled as a progressive damage, assumed related to the reduction of the bonding degree variable occurring during plastic straining.

Following this framework, Seidalinov and Taiebat (2019) developed the Saniclay-B, a constitutive model to simulate the response of structured clays under cyclic loading. The Saniclay-B extends the formulation of the Saniclay model (Dafalias et al., 2006) incorporating the bounding surface plasticity concept. In this concept, the purely elastic response is restricted within an elastic nucleus, typically characterized by a very small size. The plastic modulus depends on the current state of stress along with the image state of stress on the bounding surface, allowing inelastic strains within the bounding surface. A shape hardening parameter is introduced to simulate the degradation of stiffness during cyclic loading. The model adopts an isotropic destructuration mechanism to capture the sudden post-yield increase of compressibility and strain softening response under shearing. According to the formulation of Saniclay-B, the cyclic response of bonded materials due to fatigue loading evolves due to both progressive debonding and cyclic degradation of the plastic modulus.

From the existing knowledge, loading scenario during underground gas storage can be idealized as a sinusoidal one-way deviatoric loading applied around a mean deviatoric stress q_{mean} with an amplitude A which gives a maximum deviatoric stress $q_{max} = q_{mean} + A$. Considering the storage operations, q_{max} is related to the maximum amount of fluid injected into the reservoir. To study the fatigue behaviour of a typical caprock formation, a series of undrained monotonic and cyclic triaxial tests were carried out at the Geotechnical Laboratory of Politecnico di Torino on an Italian stiff carbonatic clay. Fig 1a shows the dependency of number of cycles to failure N_f on A with the results obtained from three cyclic triaxial tests (Ciancimino et al., under prep.), where the specimens were anisotropically consolidated up to the expected in-situ stress state (mean effective stress $p' = 8.1$ MPa, deviatoric stress $q = 6.3$ MPa). A sinusoidal deviatoric loading with a time period $T = 5$ min was applied with $q_{max} = 12.5$ MPa and with different values of $A = 5.25$ MPa, 4.25 MPa and 3.25 MPa. Under the scenario of keeping q_{max} constant and varying A , it is observed that smaller the value of A , the lower the number of cycles to failure N_f .

To evaluate the performance of the Saniclay-B in a similar scenario, undrained cyclic tests were simulated for two sensitive marine clays, the Cloverdale and the Ariake clay. The simulations refer to specimens isotropically consolidated up to $p' = 200$ kPa and then subjected to sinusoidal one-way loadings with q_{max} of 100 kPa. The results are presented in Fig 1b. The Saniclay-B model parameters and the initial state parameters are taken from the validation performed by Seidalinov and Taiebat (2019) and Palmieri and Taiebat (2024) for the Cloverdale and the Ariake clay, respectively. The trends in Fig 1b are in contrast with the experimental results shown in Fig 1a. The degradation mechanisms, as predicted by Saniclay-B, are such that an increase in A corresponds to a larger plastic modulus degradation, and thus to progressive debonding. The opposite trend is observed in the laboratory results. This could be explained accounting for the highly time-dependent behaviour of clays. The experimental evidence for this caprock material when subjected to cyclic loading as the one considered in this paper suggests that the introduction of the viscous mechanism is critical to appropriately reproduce the measured fatigue response. In addition, it should be noted that, at the reservoir scale, the loading periods will be much larger than the ones used in the experiments; this may raise concerns that the viscous mechanism may be even more significant than observed. In this respect, a simple and effective elasto-viscoplastic framework is proposed, as explained in Section 3.

3. Proposed elasto-viscoplastic constitutive framework

The proposed model follows the hardening elasto-plasticity framework introduced by Gens and Nova (1993) for bonded soils, incorporating the Vermeer and Neher (1999) visco-plasticity theory formulated within the framework of Extended Overstress theory (see Kutter and Sathialingam, 1992).

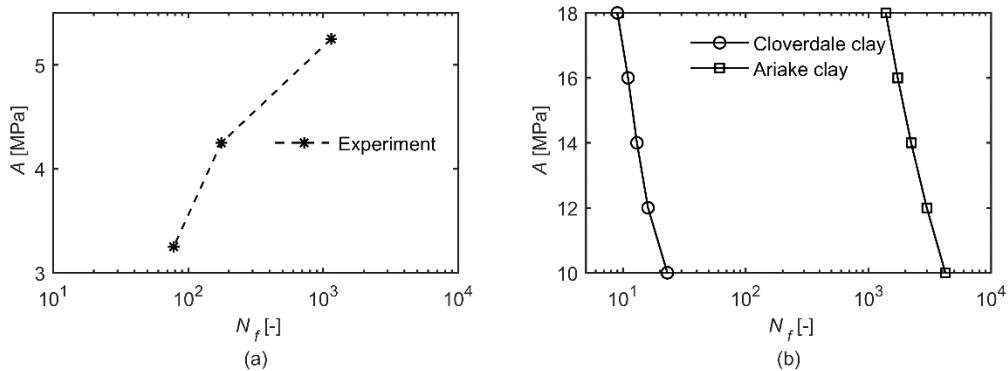


Fig 1. Influence of A on N_f keeping q_{max} as constant: a) experimental results of undrained cyclic triaxial tests carried out on intact caprock specimens imposing a sinusoidal deviatoric loading with $T = 5$ min, $q_{max} = 12.5$ MPa and different amplitudes A ; b) virtual cyclic tests performed on Cloverdale clay and Ariake Clay imposing a sinusoidal loading with $q_{max} = 100$ kPa and varying A .

The strain-rate tensor $\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}$ is decomposed into an elastic $\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^e$ and a viscoplastic $\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^{vp}$ component:

$$\dot{\boldsymbol{\varepsilon}} = \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^e + \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^{vp}$$

The formulation of the model is presented in terms of the stress invariants p' and q , their conjugate strain variables being the volumetric strain ε_{vol} and the deviatoric ε_{dev} strain. Usually, natural sedimentary caprocks are characterized by elastic cross-anisotropic behaviour. For this the elastic behaviour accounted is according to the proposal of Graham and Houlsby (1983). The yield surface f is expressed according to Panteghini and Lagioia (2018):

$$f = \frac{q^2 [(p' + p_t)(1 - 2\alpha_y) + \alpha_y(p_{cb} + p_t)]^2}{M^2 4(p_{cb} + p_t)^2 (1 - \alpha_y)\alpha_y^3} - (p' + p_t)(p_{cb} - p')$$

where: α_y and M are material parameters influencing the shape of the yield surface (in particular M is the critical state stress ratio); p_{cb} is the preconsolidation pressure of the material in the presence of bonding; and p_t is the tensile strength. The p_{cb} and p_t values are both linked to a scalar measure b of the degree of bonding, as in Gens and Nova (1993):

$$\frac{p_{cb}}{p_c} = 1 + b; \quad \frac{p_t}{p_c} = \alpha_t b$$

The model employs a non-associative flow rule, i.e., $f \neq g$ (being g the plastic potential), and p_c evolves as a function of both volumetric and deviatoric visco-plastic strain increments. The degree of bonding b is related to a damage variable h , which evolves with the visco-plastic strain increment:

$$g = \beta_y \frac{q^2 [(p' + p_t)(1 - 2\alpha_y) + (p_{cb} + p_t)]^2}{M^2 4(p_{cb} + p_t)^2 (1 - \alpha_y)\alpha_y^3} - (p' + p_t)(p_{cb} - p')$$

$$b = b_0 e^{-(h-h_0)}; \quad \dot{h} = h_{dev} |\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}_{dev}^{vp}| + h_{vol} |\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}_{vol}^{vp}|$$

where β_y is the material parameter influencing the shape of plastic potential. h_{dev} and h_{vol} are constitutive parameters weighing the influence of deviatoric and volumetric viscoplastic strain rate.

In compliance with the Vermeer and Neher model, the viscoplastic strain rate $\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^{vp}$ is given as follows:

$$\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^{vp} = \frac{1}{\alpha_{VN}} \frac{\mu^*}{\tau} \left(\frac{p_{cb}^d + p_t^d}{p_{cb}^r + p_t^r} \right)^{\frac{\lambda^* - \kappa^*}{\mu^*}} \frac{\partial g}{\partial \boldsymbol{\sigma}'}$$

$$\alpha_{VN} = abs \left(\frac{\partial g}{\partial p'} \right); \quad \lambda^* = \frac{\lambda}{1 + e}; \quad \kappa^* = \frac{\kappa}{1 + e}$$

where $\boldsymbol{\sigma}'$ is the effective stress tensor, μ^* is the viscous parameter obtained by the slope of the volumetric strain-time curve in natural logarithmic scale. λ and κ are the slope of compression and unloading-reloading line in void ratio $e - \ln(p')$ plane. The superscript r and d denote respectively the reference and dynamic yield surfaces, as defined by the Extended Over Stress Theory (see Kutter and Sathialingam, 1992). The capabilities of the proposed model are validated against the experimental data obtained from cyclic triaxial tests performed on intact specimens of an Italian stiff carbonatic clay introduced in Section 2. The model parameters are reported below. For a detailed explanation of the calibration procedure see Ciancimino et al. (submitted).

κ	G	α	λ	μ^*	M	α_y	β_y	p_{c0}^r	b_0	h_0	α_t	h_{dev}	h_{vol}
(-)	(MPa)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(MPa)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)
0.033	300	0.83	0.102	0.0034	1	0.62	1.1	13.5	0.47	0	0	20	250

Table 1. Model parameters and initial values of the internal variables for proposed model to simulate undrained cyclic triaxial tests.

Fig 2 shows the comparison between the model simulations and the experimental results in terms of stress-strain response and effective stress paths. The cyclic test was performed with $q_{max} = 13.5$ MPa, $q_{mean} = 7.55$ MPa. The model captures well the accumulation of inelastic strain and the progressive debonding. As the framework is developed within Extended Overstress Theory, the concept of cyclic failure under stress control is associated with very large strains rather than with the attainment of certain failure stress. In Fig 3a the same test conditions ($q_{max} = 13$ MPa, $q_{mean} = 7.75$ MPa) were simulated assuming different periods ($T = 5$ min or 250 min). The behavior observed for intact specimens is reproduced by the model in terms of decrease of the number of cycles to failure as the loading period increases. From Fig 3b, it can be observed that the trends shown in Fig 1a are captured correctly, albeit the influence of A is more pronounced in the laboratory tests. This can be improved by formulating the model within the bounding surface plasticity concept but at the price of increasing its complexity and, possibly, limiting its applicability to simulate underground storage scenarios.

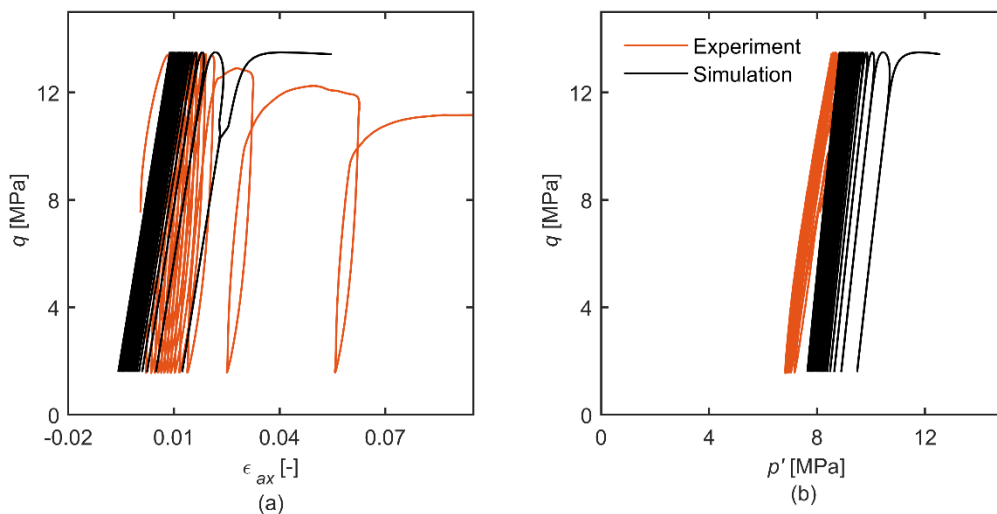


Fig 2. Comparison between numerical simulations and experimental results of an undrained cyclic triaxial test: a) deviatoric stress vs axial strain; and b) effective stress path

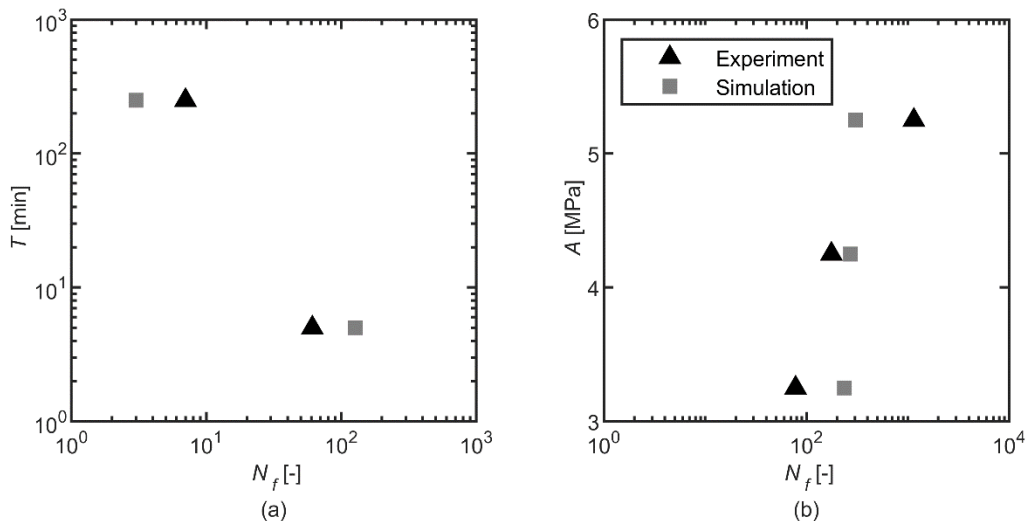


Fig 3. Comparison between numerical simulations and experimental data of undrained cyclic triaxial tests in terms of number of cycles to failure N_f as a function of: a) loading period; and b) amplitude.

4. Conclusions

At the reservoir scale, the stress changes associated with injection and production cycles must be studied to ensure the sealing capacity of the caprock. However, the stress paths in the caprock during these pressure changes can be very complex and different from those studied in the laboratory. As a result, accurate numerical modelling of the caprock response becomes paramount. In this work, an existing framework for constitutive modelling of bonded materials was extended to reproduce the observed experimental response of caprocks under cyclic loading. The proposed framework introduced viscosity to the existing elasto-plastic theory, allowing a satisfactory reproduction of the experimental trends in terms of fatigue life as a function of both loading period and amplitude. The ability of the proposed simple approach to represent the caprock material behaviour makes it accessible to extend the simulations from an element scale to a boundary value problem to investigate the stress dynamics in the caprock.

Acknowledgement

The activity of Trishala Daka was partially financed by the Italian Ministry for Education, University and Research (MIUR) through the DM1061.

References

- Ciancimino A., Cosentini R. M., Foti S., Messori A., Ullah H., Volonté G., Musso, G. (2024). “A preliminary investigation on the mechanical behaviour of a stiff Italian clay in the context of hydrogen storage”, *Geomechanics for Energy and the Environment*, 38, DOI: 10.1016/j.gete.2024.100562.
- Ciancimino A, Consentini R, Foti S, Volontè G, Musso G. (under prep.). Experimental investigation on the monotonic and cyclic behaviour of a stiff Italian clay at high confinement. *Geotechnique*.
- Ciancimino A, Daka T, Gramegna L, Musso G, Volontè G, Della Vecchia G. (submitted). Is elasto-(visco)plasticity suitable for energy geomechanics? A constitutive framework for caprock materials. *Geomechanics for Energy and the Environment*.
- Dafalias Y F, Manzari M T, Papadimitriou A G. (2006). SANICLAY: Simple anisotropic clay plasticity model. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 30(12), 1231-1257. doi:10.1002/nag.524.
- Gens A, Nova R. (1993). Conceptual bases for a constitutive model for bonded soils and weak rocks. Paper presented at the Int. Symp. On Geotechnical Engineering of Hard Soils and Soft Rocks, Athens.
- Graham J, Houlsby G T. (1983). Anisotropic elasticity of a natural clay. *Geotechnique*, 33(2), 165-180.
- Heinemann N, Alcalde J, Miocic J M, Hangx S J T, Kallmeyer J, Ostertag-Henning C, . . . Rudloff A. (2021). Enabling large-scale hydrogen storage in porous media-the scientific challenges. *Energy and Environmental Science*, 14(2), 853-864. doi:10.1039/d0ee03536j
- Kutter B L, Sathialingam N. (1992). Elasto-viscoplastic modelling of the rate-dependent behaviour of clays. *Geotechnique*, 42(3), 427-441. doi:10.1680/geot.1992.42.3.427
- Miocic J, Heinemann N, Edlmann K, Scafidi J, Molaei F, Alcalde J. (2023). Underground hydrogen storage: a review. *Geological Society Special Publication*, 528, 73-86. Doi:10.1144/SP528-2022-88
- Palmieri F, Taiebat M. (2024). An activation mechanism for cyclic degradation of clays in bounding surface plasticity. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*. doi:10.1002/nag.3728
- Panteghini A, Lagioia R. (2018). An extended modified Cam-Clay yield surface for arbitrary meridional and deviatoric shapes retaining full convexity and double homogeneity. *Geotechnique*, 68(7), 590-601. doi:10.1680/jgeot.17. P.01
- Paris Agreement. (2015). United Nations Framework Convention on Climate Change, Paris, France.
- Seidalinov G, Taiebat M. (2019). Bounding surface SANICLAY plasticity model for cyclic clay behaviour. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 38(7), 702-724. doi:10.1002/nag.3728
- Vermeer P A, Neher H P. (1999). A soft soil model that accounts for creep. Paper presented at the Beyond 2000 in computational geotechnics. Ten Years of PLAXIS International. Proceedings of the international symposium, Amsterdam, March.



RISPOSTA NON DRENATA DI TERRENI SABBIOSO-LIMOSI DI ORIGINE VULCANICA DA PROVE TRIASSIALI CICLICHE

Ilaria Farina

Sapienza Università di Roma

i.farina@uniroma1.it

Giuseppe Lanzo

Sapienza Università di Roma

giuseppe.lanzo@uniroma1.it

Sommario

La verifica a liquefazione dei depositi sabbiosi è generalmente condotta con i metodi semi-empirici, ricavati per sabbie pulite o con bassa percentuale di fine ($FC < 35\%$). I depositi di origine vulcanica manifestano una differente risposta sotto carichi ciclici rispetto alle sabbie ordinarie con grani non frantumabili, determinando un comportamento spesso non prevedibile con gli attuali metodi esistenti in letteratura. Nello specifico, le procedure basate sui risultati di prove CPT e SPT sovrastimano il potenziale di liquefazione dei terreni piroclastici, per i quali in letteratura sono suggerite analisi con prove di laboratorio. In questa nota l'obiettivo è di investigare, mediante prove triassiali cicliche su campioni indisturbati, il potenziale di liquefazione di un deposito vulcanico che costituisce il terreno di fondazione di una diga in materiali sciolti. Particolare interesse è dedicato al ruolo di generazione e accumulo delle sovrappressioni interstiziali e allo sviluppo di deformazioni distorsionali. Le curve di resistenza ciclica ottenute evidenziano resistenza a liquefazione maggiore rispetto alle sabbie ordinarie, oltre che la marcata eterogeneità dei materiali investigati e l'importanza degli effetti di struttura.

1. Introduzione

In aree ad elevato rischio sismico, uno dei requisiti fondamentali delle opere di ingegneria civile è la stabilità nei confronti della liquefazione. Con il termine "liquefazione" si intendono diversi fenomeni (e.g., liquefazione ciclica, mobilità ciclica, etc.) osservati in materiali granulari poco addensati saturi a seguito dell'applicazione di sollecitazioni di taglio agenti in condizioni non drenate che determinano un aumento e un accumulo di pressioni interstiziali e la conseguente riduzione delle tensioni efficaci. Tale condizione transitoria può essere causa di notevoli danni all'ambiente fisico e costruito. L'interesse scientifico per il fenomeno di liquefazione e mobilità ciclica è stato generalmente limitato alle sabbie pulite, o *hard-grained*, costituite da grani non frantumabili e più suscettibili alla liquefazione a causa della loro uniformità e arrotondamento delle particelle. I grani dei terreni vulcanici sono invece caratterizzati da elevata porosità intra-granulare, leggerezza e frantumabilità e presentano superfici spigolose e ruvide. L'elevata frantumabilità determina una distribuzione granulometrica delle particelle molto varia e coefficienti di uniformità elevati, fattori che a parità di altre condizioni, influenzano la resistenza a liquefazione. Vaid et al. (1990) esaminarono la resistenza a liquefazione di sabbie con diversi coefficienti di uniformità e osservarono che la sabbia poco gradata e poco addensata ha un comportamento di tipo contraente e resistenza ciclica minore rispetto alla sabbia ben gradata, che invece mostra un comportamento del tipo "mobilità ciclica".

Le peculiarità dei depositi vulcanici non rendono attendibile il loro inquadramento mediante correlazioni semi-empiriche esistenti in letteratura (e.g., Boulanger e Idriss, 2014; Youd et al., 2001), ricavate per sabbie pulite o sabbie limose con un basso contenuto di fine ($FC < 35\%$). Anderson et al. (2019), studiando a ritroso la liquefazione di alcuni siti di Kumamoto (Giappone), in seguito all'evento sismico del 2016, hanno osservato che le relazioni basate sui metodi CPT e SPT sovrastimano il potenziale di liquefazione dei terreni piroclastici, restituendo coefficienti di sicurezza troppo pessimistici e non rappresentativi della realtà. Al contrario, ricerche effettuate con prove di laboratorio su terreni di origine vulcanica (Orense et al., 2012; Asadi et al., 2018), hanno rivelato resistenza ciclica maggiore per i terreni piroclastici in confronto alle sabbie con grani non frantumabili, attribuendo alla rottura delle particelle la causa di maggiore stabilità del materiale. Tuttavia, Licata et al., (2018), studiando il comportamento di terreni vulcanici campani, hanno riscontrato trascurabile rottura dei grani e resistenza ciclica confrontabile con quella delle sabbie silicee.

In questa nota si presentano i risultati di una sperimentazione di laboratorio che fa parte di un programma sperimentale più ampio finalizzato all'analisi della risposta sismica locale e alla verifica a liquefazione dei materiali che costituiscono il terreno di fondazione della diga di Presenzano (CE). Si tratta di un deposito caratterizzato da spiccata eterogeneità per natura, origine, composizione mineralogica e granulometria, costituito di materiali vulcanoclastici, in gran parte asportati dalla loro sede naturale e risedimentati e alterati, mescolati soprattutto con depositi alluvionali fluvio-lacustri. Nella nota si presentano i risultati di prove triassiali cicliche eseguite su sabbie limose/limi sabbiosi di bassa plasticità con i seguenti obiettivi: a) investigare la risposta dei terreni vulcanoclastici nel campo delle deformazioni elevate e ricavare un'interpretazione del comportamento meccanico mediante l'analisi degli andamenti di accumulo di sovrappressioni interstiziali e deformazioni ad ogni ciclo; b) determinare le curve di resistenza ciclica, anche al fine di effettuare un confronto con le corrispondenti curve delle sabbie *hard-grained*.

2. Attività sperimentale

2.1 Caratterizzazione dei materiali

Sono state eseguite 14 prove triassiali cicliche su 5 campioni indisturbati ricavati da altrettanti sondaggi. Alcune proprietà indici e di stato dei materiali sottoposti a prova sono riportate in Tabella 1. Le profondità medie z dei campioni prelevati con campionatore Osterberg sono comprese tra 7.80 m e 16.80 m dal piano campagna. Il peso dell'unità di volume γ varia tra 14.6 e 18.3 kN/m³ e il peso specifico dei grani G_s è compreso tra 2.58 e 2.74. L'indice dei vuoti e_0 varia tra 0.82 e 2.22 e il contenuto d'acqua w è compreso tra 29 e 79%. I campioni presentano differenti percentuali di contenuto di fine FC, tra 30% e 68%, e presentano un basso indice di plasticità I_p , compreso tra 0 e 13. I materiali risultano infine ben gradati, con coefficienti di uniformità U_c compresi tra 23 e 48.

In Figura 1a sono riportate le curve granulometriche, dalle quali si evince che i terreni si possono classificare come sabbie limose e limi sabbiosi. Nelle Figure 1b e 1c sono raffigurati due provini del campione S1bis-C5 per evidenziare la disomogeneità del terreno anche all'interno dello stesso campione: la parte inferiore risulta più cementata della parte superiore, e i provini presentano differente contenuto di fine e indice di plasticità.

2.2 Procedura sperimentale

Le prove triassiali cicliche sono state eseguite presso il Laboratorio Geotecnico dell'Università di Napoli "Federico II". Con l'obiettivo di ricavare le curve di resistenza ciclica, le prove sono state condotte a carico controllato, imponendo un rapporto di sollecitazione ciclica CSR e misurando la risposta del terreno in termini di sovrappressioni interstiziali Δu e deformazioni distorsionali ϵ_a con appositi trasduttori. I provini, di dimensioni 38 mm di diametro e 76 mm di altezza, sono stati saturati facendo incrementare tensione di cella e *back pressure* con una differenza costante di 10 kPa, fino al raggiungimento del valore 0.95 del parametro B di Skempton. Successivamente, i provini sono stati consolidati isotropicamente alla tensione efficace di confinamento in sito σ'_c , rispettivamente 100 kPa per il campione S6-C1, 150 kPa per i campioni S7bis-C4 e S1bis-C5 e 180 kPa per i campioni S7-C4 e S6bis-C3. Il rapporto di tensione ciclica è calcolato dividendo la tensione deviatorica per il doppio della

tensione di confinamento efficace iniziale, $CSR=q/2\sigma'_c$. Il carico ciclico è applicato con un periodo di 120 s fino all'innescio della liquefazione, che può essere definito in termini di numero di cicli N_{liq} con due criteri: il raggiungimento del 5% delle deformazioni assiali in doppia ampiezza $\varepsilon_{a,pp}=5\%$ e del 95% del rapporto di sovrappressione interstiziale r_u , definito come il rapporto tra la sovrappressione interstiziale Δu e la tensione efficace iniziale σ'_c . Nello specifico, per i materiali testati, difficilmente è raggiunto il valore $r_u=0.95$, a causa di deformazioni troppo elevate per considerare plausibili i valori di sovrappressione interstiziale Δu rilevati a quel punto terminale della fase ciclica. Pertanto, per tutte le prove, $r_u=0.90$ è considerato il valore soglia per il criterio tensionale.

Tab 1. Proprietà indici e di stato dei materiali testati.

Campione	z (m)	e_0	γ (kN/m ³)	w (%)	G_s	U_c	FC (%)	I_p (-)
S6-C1	7.80	1.71	15.9	64	2.67	48	62	8
S6-C1	7.80	1.65	16.0	61	2.67	48	62	8
S6-C1	7.80	1.79	15.6	66	2.67	48	62	8
S6-C1	7.80	1.81	15.6	67	2.67	48	62	8
S7bis-C4	10.68	1.86	14.7	60	2.68	47	48	12
S7bis-C4	10.68	2.22	14.6	79	2.68	47	48	12
S7-C4	10.80	1.17	17.1	41	2.68	47	54	13
S6bis-C3	10.75	1.44	16.1	46	2.74	39	36	0
S6bis-C3	10.75	1.50	16.1	50	2.74	39	36	0
S6bis-C3	10.75	0.99	17.6	30	2.74	39	36	0
S1bis-C5 p.i.	16.80	1.03	17.3	39	2.58	23	68	8
S1bis-C5 p.i.	16.80	0.86	18.0	32	2.58	23	68	8
S1bis-C5 p.i.	16.80	1.05	17.5	42	2.58	23	68	8
S1bis-C5 p.s.	16.80	0.82	18.3	29	2.63	34	35	0

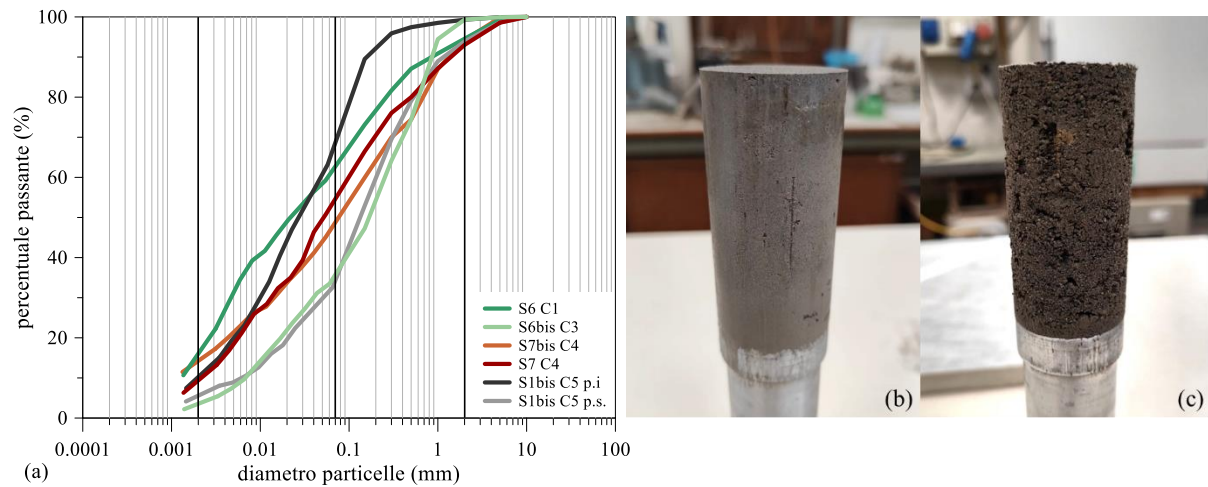


Fig 1. (a) Curve di distribuzione granulometrica; (b) provino S1bis-C5, parte inferiore, cementato; (c) provino S1bis-C5, parte superiore.

3. Risultati

In Tabella 2 sono elencate le condizioni di prova e i risultati in termini di numero di cicli a liquefazione per ogni test effettuato. Si noti che il numero di cicli necessario a innescare la liquefazione non corrisponde perfettamente secondo i due criteri. Inoltre, la prova S1bis-C5 (parte inferiore) effettuata con $CSR=0.30$, a causa degli effetti di struttura e in particolare di cementazione, in 200 cicli non ha raggiunto lo stato di liquefazione, mentre la prova S1bis-C5 con $CSR=0.40$ (parte inferiore) ha raggiunto la liquefazione solo per il criterio tensionale ($r_u=0.85$). Lo stesso valore di tensione ciclica $CSR=0.40$ è stato poi applicato ad un provino S1bis-C5 della parte superiore del campione, mostrando un risultato

completamente differente, ovvero innesco della liquefazione già a 11 cicli.

Tab 2. Condizioni di prova e risultati in termini di numero di cicli a liquefazione N_{liq} .

Campione	σ'_c (kPa)	CSR	$N_{liq,\epsilon_a=5\%}$	$N_{liq,r_u=0.90}$
S6-C1	100	0.20	53	40
S6-C1	100	0.25	25	14
S6-C1	100	0.30	12	12
S6-C1	100	0.35	5	3
S7bis-C4	150	0.30	18	16
S7bis-C4	150	0.35	11	9
S7-C4	180	0.35	13	12
S6bis-C3	180	0.20	94	78
S6bis-C3	180	0.25	41	31
S6bis-C3	180	0.35	29	20
S1bis-C5 p.i.	150	0.30	-	-
S1bis-C5 p.i.	150	0.40	-	200
S1bis-C5 p.i.	150	0.50	18	12
S1bis-C5 p.s.	150	0.40	23	11

In Figura 2 si riportano i tipici risultati di una prova CTX: (a) il percorso di sollecitazione, (b) le curve tensione-deformazione, (c) l'andamento delle deformazioni assiali e (d) del rapporto di sovrappressione interstiziale con il numero di cicli N_c . Nell'ambito del primo ciclo, a causa del comportamento contraente del materiale, si nota una forte diminuzione della tensione efficace media p' conseguente alla generazione di sovrappressioni interstiziali positive Δu . Nei cicli seguenti il materiale alterna un comportamento contraente e dilatante. Ciò è evidente, anche nell'ambito di un singolo ciclo, dalla riduzione meno accentuata di p' (Figura 2a) e dalla marcata escursione di valori del rapporto di sovrappressione interstiziale r_u (Figura 2d) che oscilla tra valori massimi di circa 0.8 e valori minimi di circa 0.2 per effetto della dilatanza. Tale comportamento è tipico delle sabbie dense, definito come "mobilità ciclica". Ad ogni modo, con l'aumentare del numero di cicli, si accumulano deformazioni permanenti e i cicli di isteresi (Figura 2b) si aprono maggiormente nella direzione delle deformazioni assiali in estensione, raggiungendo quasi il 5% in singola ampiezza (Figura 2c).

In Figura 3 si riportano, per il campione S6bis-C3, i valori massimi ad ogni ciclo del rapporto di sovrappressione interstiziale (a) e delle deformazioni assiali (b) con il numero di cicli normalizzato rispetto al numero di cicli che ha innescato la liquefazione (N_c/N_{liq}). Le prove sono state effettuate a diversi rapporti di tensione ciclica CSR per valutare il comportamento a diversi livelli di carico. Con riferimento al rapporto di sovrappressione interstiziale, si nota un immediato incremento di r_u al valore 0.6 già dai primi cicli di carico, seguito da un rallentamento nel raggiungimento della soglia $r_u=0.90$. Dunque, i materiali vulcanici tendono a sviluppare sin da subito significative sovrappressioni interstiziali ma sono in grado di sostenere un numero significativo di cicli in corrispondenza di valori elevati di r_u prima di arrivare a liquefazione. Tale comportamento è in accordo con quanto riportato in letteratura (Asadi et al., 2018). Il corrispondente comportamento delle deformazioni assiali in doppia ampiezza è illustrato in Figura 3b. A differenza della generazione di sovrappressioni interstiziali Δu , che è molto simile nei tre provini a prescindere dal CSR, l'accumulo di deformazioni permanenti aumenta con il CSR applicato. I terreni di origine vulcanica, difatti, risultano essere alquanto comprimibili, sviluppando fin da subito elevate deformazioni e sovrappressioni Δu . Tuttavia, lo sviluppo graduale di ϵ_a e Δu conferisce al materiale un comportamento stabile, una condizione che permette alla sovrastruttura di assorbire gli spostamenti in maniera progressiva. D'altra parte, il totale delle deformazioni generate è di un ordine di grandezza non trascurabile ($\epsilon_{a,pp}=2.5\%$ per $N_c/N_{liq}=0.5$) per stati tensionali lontani dalla liquefazione. Per i terreni piroclastici dunque, anche escludendo la completa liquefazione, in quanto la resistenza si recupera temporaneamente ad ogni ciclo, bisogna comunque tenere presente il problema del raggiungimento di elevati spostamenti.

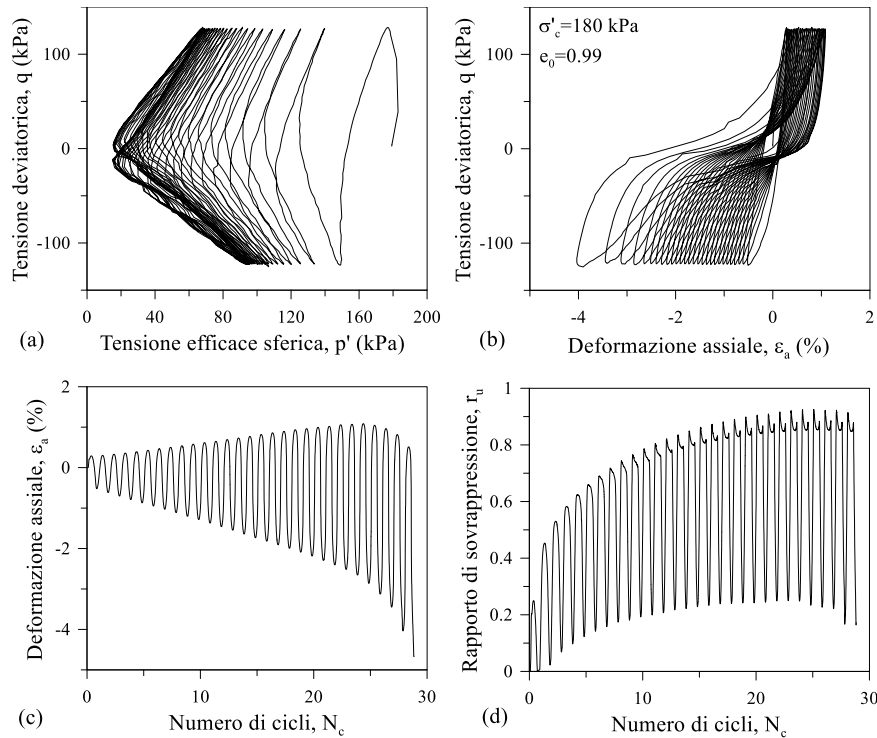


Fig 2. Risultati della prova CTX eseguita sul provino S6bis-C3_3: (a) percorso di sollecitazione; (b) curve tensione-deformazione; (c) risposta deformazioni distorsionali; (d) risposta rapporto di sovrappressione interstiziale.

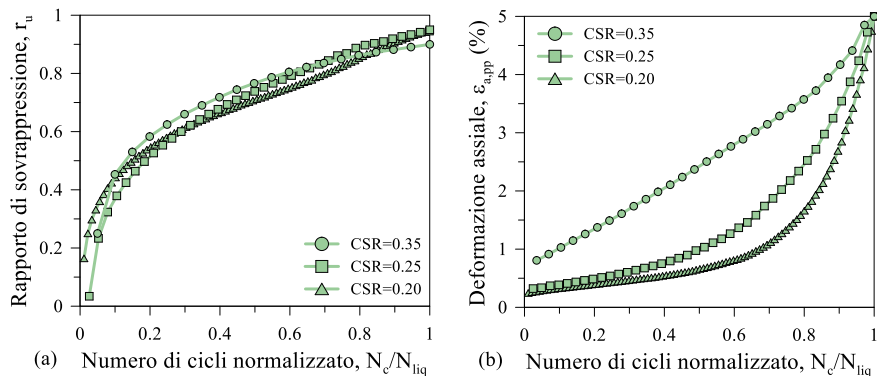


Fig 3. Risultati delle prove CTX del campione indisturbato S6bis-C3: (a) rapporto di sovrappressione interstiziale; e (b) deformazioni assiali in doppia ampiezza in funzione del numero di cicli normalizzato.

In Figura 4 sono riportate le curve di resistenza ciclica ottenute. L'innesco della liquefazione è stato determinato considerando il criterio deformativo, dunque il numero di cicli per cui si è raggiunta la soglia del 5% delle deformazioni assiali in doppia ampiezza, ad eccezione della prova S1bis-C5 (CSR=0.40), per la quale dopo 200 cicli risulta $r_u=0.85$ e $\epsilon_{a,pp}=1.3\%$. I risultati indicano una spiccata variabilità dei materiali investigati, a causa delle natura dei grani, delle diverse caratteristiche fisiche e della struttura dei materiali. La resistenza ciclica aumenta con l'aumentare della tensione di confinamento, ad esclusione della curva S1bis-C5, la quale si colloca nettamente al di sopra delle altre curve per gli effetti di struttura. Ulteriori prove andrebbero eseguite su provini ricostituiti per separare i diversi fattori di influenza (e.g., tensione efficace di confinamento, cementazione, contenuto di fine). Inoltre, per realizzare un confronto con i terreni *hard-grained*, è riportata in grafico la curva di resistenza della sabbia di Toyoura (Asadi et al., 2018). I terreni vulcanici di questo studio hanno resistenza a liquefazione maggiore di quella delle sabbie a grani non frantumabili, in accordo con i risultati di

letteratura (e.g., Orense et al., 2012; Asadi et al., 2018).

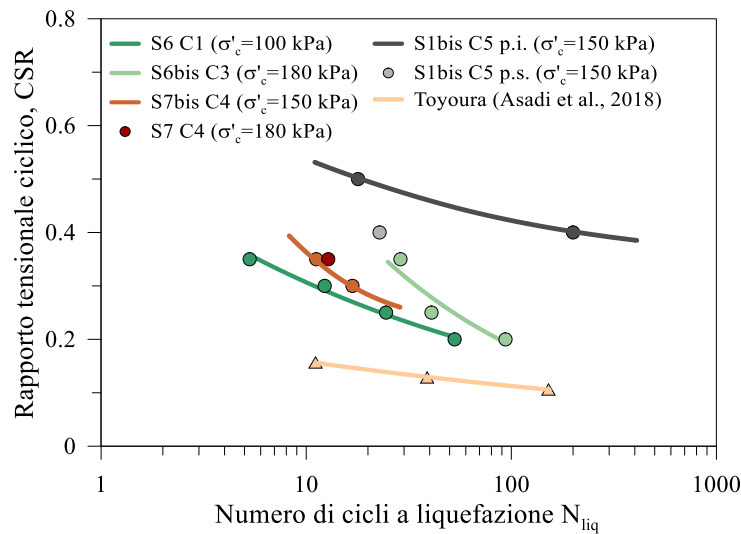


Fig 4. Curve di resistenza ciclica.

4. Conclusioni

Il comportamento ciclico non drenato dei terreni di origine vulcanica si differenzia da quello delle sabbie a grani non frantumabili. Dai primissimi cicli di carico, i terreni vulcanici generano sovrappressioni interstiziali e deformazioni significative. Al progredire delle deformazioni, le sovrappressioni interstiziali hanno un gradiente di crescita più ridotto e il terreno tende ad acquisire nuove configurazioni più stabili. In ultima analisi, tali depositi mostrano una resistenza ciclica maggiore rispetto alle sabbie pulite, esibendo un comportamento del tipo “mobilità ciclica”. Ulteriori sperimentazioni sono indispensabili per investigare separatamente gli effetti della eventuale rottura delle particelle, della presenza di fine, della plasticità e degli effetti di struttura e cementazione.

Bibliografia

- Anderson D., Franke K.W., Dashti S., Badanagki M., Kayen R. (2019). The over-prediction of liquefaction in alluvially deposited volcanic sediments. Proceedings of the 7th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, 2019, pp. 1122–1129.
- Asadi M.S., Asadi M.B., Orense R.P., Pender M.J. (2018). Undrained cyclic behaviour of reconstituted natural pomiceous sands. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 144(8): 04018045.
- Boulanger R.W., Idriss I.M. (2014). CPT and SPT based liquefaction triggering procedures. Report UCD/CGM-14/01, University of California Davis, CA, 138 pp.
- Licata V., d’Onofrio A., Silvestri, F. (2018). Microstructural effects affecting the static and the cyclic resistance of a pyroclastic silty sand. Géotechnique, 68, No. 5, 434-441.
- Orense R.P., Pender M.J., O’Sullivan A. (2012). Liquefaction characteristics of pumice sands. Final report of EQC Project, 10/589, 131pp.
- Vaid Y.P., Fisher J.M., Kuerbis R.H., Negussey D. (1990). Particle gradation and liquefaction. J. Geotech. Eng. 116(4): 698-703.
- Youd, T. L., Idriss, I. M., Andrus, R. D., Arango, I., Castro, G., Christian, J. T., Dobry, R., Finn, W. D., Harder, Jr., L. F., Hynes, M. E., Ishihara, K., Koester, J. P., Liao, S. S. C., Marcuson, III, W. F., Martin, G. R., Mitchell, J. K., Moriwaki, Y., Power, M. S., Robertson, P. K., Seed, R. B., Stokoe, II, K. H. (2001). Liquefaction Resistance of Soils: Summary Report, from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 127, No. 4, pp. 297-313.



EXPERIMENTAL AND NUMERICAL ANALYSIS OF THE BEHAVIOR OF COLLAPSIBLE SOILS IN PRESENCE OF HYDROCARBON

Ignacio Giomi

Consejo Nacional de Investigaciones Científicas y Técnicas / Universidad Nacional de Córdoba
ignaciogiomi@unc.edu.ar

Franco Matías Francisca

Consejo Nacional de Investigaciones Científicas y Técnicas / Universidad Nacional de Córdoba
franco.francisca@unc.edu.ar

Abstract

Hydrocarbons leakages are common accidents that produce environmental consequences but also have effects on the geomechanical properties of the soils, having a particularly relevance in the case of unstable soils. In this work, experimental and numerical analysis have been conducted in order to study the effect of kerosene on the mechanical behavior of collapsible soils. Undisturbed loess samples have been tested through out oedometer tests at natural water content, saturated with water and with kerosene. Numerical models have been performed to reproduce the behavior of contaminated soils. Results shows that Extended Basic Barcelona model (EBBM) is capable to represent successfully the strain-stress behavior in oedometer conditions, as well in the case of specimen flooded with water or kerosene. The effect of the hydrocarbon has negligible changes in the mechanical behavior and is not able to trigger collapse in loess. The particle-fluid interaction is discussed and analyzed in order to identify the main mechanism of the collapse.

1. Introduction

Loess soils cover significant areas all around the world and approximately 10% of the land on Earth (Rogers et al. 1994). Several countries including the United States, Argentina, Russia, China, France, Germany, Bulgaria, Libya, Algeria, and New Zealand, among others, have significant loess deposits (Li et al. 2019). These sediments cover more than 600,000 km² in the central part of Argentina and are frequently related to a multistage transport mechanism, involving fluvial and aeolian processes (Zárate 2003). Loess presents a rigid skeleton that, under natural moisture content, usually has high stiffness and strength but develops high sensitivity to changes in load and/or moisture conditions (Francisca 2007, Francisca et al. 2024).

There are an increasing number of studies that consider the effect of contamination on the physical and mechanical properties of soils. In coarse-grained soil, contamination mainly modifies the mechanical properties due to physical interactions, whereas physicochemical mechanisms are more relevant in fine-grained soil (Haghsheno and Arabani 2022). Contaminant type affects several soil properties including hydraulic conductivity, shear strength, compaction, Atterberg limits, friction angle, compressibility, and consolidation (Singh et al. 2009, Khodary et al. 2018; Francisca and Montoro 2021).

In the case of clayey and silty soils, the compressibility is affected considerably by changes in dielectric permittivity, density, and viscosity of contaminants (Chen et al. 2000, Khosravi et al. 2013, Estabragh et al. 2016). On one hand, some researchers stated that the presence of hydrocarbons produces an increase in the compression index, and on the other hand, a few studies claimed the opposite behavior, in particular for clayey soil (Rajabi and Sharifipour 2019). The presence of NAPL (with Non-Aqueous Phase Liquids) reduces the dielectric permittivity, liquid limit, and soil plasticity, and therefore clayey

soils behave like coarser granular materials (Kaya and Fang 2000, Di Matteo et al. 2011). In addition, soil contamination with NAPL decreases the specific surface area of soils and affects their mechanical properties due to the lubrication of particle contacts (Kermani and Ebadi 2012).

Although some comprehensive investigations related to the effect of hydrocarbons in different type of soils has been conducted, there are only a few studies that explain the impact of collapse and compressibility characteristic of collapsible soils. Also, the information available on soils contaminated with hydrocarbons is mainly focused on experimental analysis.

The purpose of this investigation is to analyze the influence of contamination with NAPL on loess structure and behavior. Double-oedometer tests were performed to evaluate the effect of NAPL contamination on loess collapsibility. Numerical simulations were developed by using the EBBM as a constitutive model capable of capturing key factors affecting the observed stress-strain response and collapsibility of tested samples. A detailed discussion on the main mechanisms of loess collapse is presented by considering soil properties affected by NAPL contamination.

2. Materials and Methods

The soil used in this study was extracted from 8 different investigation sites in Córdoba City, Argentina. Samples are classified as low-plasticity silts (ML) and low-plasticity clayey silts (ML-CL) according to the Unified Soil Classification System. These samples are typical Pampean loess with collapsible behavior as previously reported in the literature (Francisca 2007).

Each sample was tested by performing triple-oedometer tests. From each sample, three specimens were trimmed and tested in confined compression tests under zero lateral displacement at natural water content, flooded with water, and flooded with kerosene. Cell dimensions were 63.3 mm in diameter and 25.3 mm in height.

SWCC was obtained by measuring the soil suction using the filter paper method (ASTM D 5298). Undisturbed loess samples were trimmed 63.3 mm in diameter and 25.3 mm in height, and their matric suction was measured with filter papers Whatman No. 42 by using a calibration suction-water curve for wetting filter paper.

The stress-strain behavior of loess samples obtained from laboratory tests was modeled using the Finite Element Method using Comsol Multiphysics. Numerical models were developed and calibrated with experimental results by using the Extended Basic Barcelona model (EBBM). The EBBM was developed by Pedroso and Farias (2011) in order to simplify the computational implementation of the original model proposed by Alonso et al. (1990). Numerical simulations were performed employing 2D analysis with axisymmetric boundary conditions. Oedometer tests were modeled by considering load increments on the top of the cell, the bottom of the specimens with fixed boundaries in x - and y -directions and lateral boundaries had restricted displacement in the x -direction. The compressibility curves of each sample tested under water-saturated conditions and at natural water content were used to calibrate the EBBM response by following the simplified procedure and the data reported by Giomi and Francisca (2022) using the results of oedometer tests. Once the model was calibrated for this condition, the models were used to find the soil suction needed to minimize the error between experimental and numerical results in the case of the specimens flooded with kerosene.

3. Results and Discussion

Fig. 1 presents compressibility curves obtained from oedometer tests, performed on 24 undisturbed soil samples. Each figure shows the experimental results obtained at natural water content, flooded with water, and flooded with kerosene. Also, the expected stress-strain behaviors according to the EBBM are included as dashed lines. For each compression test, the initial void ratio and the initial water content for the soil samples were the same. Specimens flooded with water show a significant increase in deformations and the yielding pressure decreases drastically. These trends can be attributed to the effect

of water weakening the strength of particle contact and modifying the macro-scale behavior of soils as previously reported by Francisca (2007). Additionally, the results shown in Fig. 1 confirm that samples flooded with kerosene present an increase in compressibility, thus also in compression index when

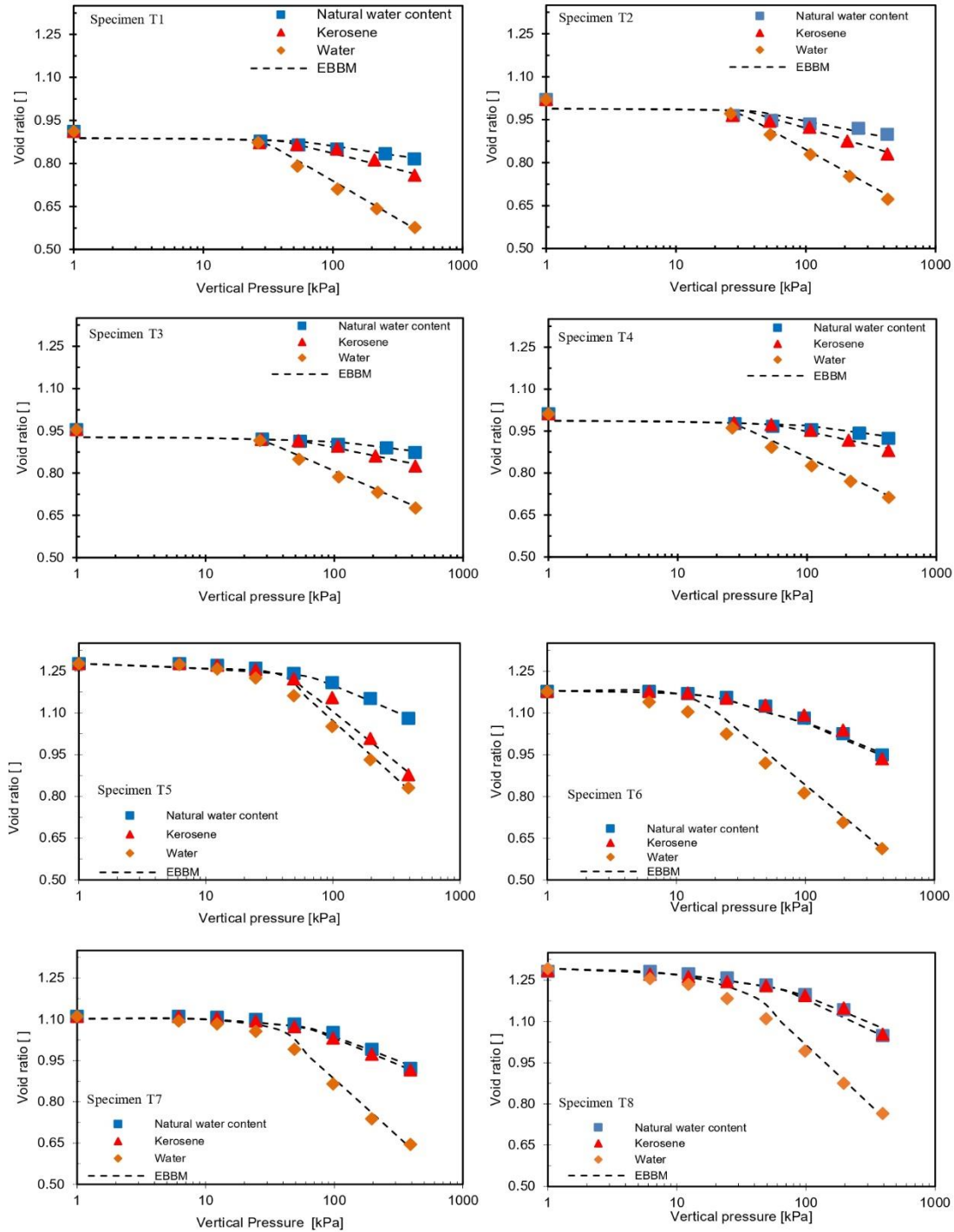


Fig 1. Compressibility curves of undisturbed loess samples in a zero lateral displacement condition at natural water content, flooded with water and kerosene, experimental and numerical results.

compared with those tested at natural moisture content. Minimum values of compression index were obtained for natural water content, and the maximum values for the samples flooded with water.

The model responses for specimens at natural moisture content were obtained by using the experimental suctions measured through the filter paper method. Then, for each condition, a unique value of soil suction during the compression test is obtained assuming that it remains almost constant during the test as stated by Muñoz-Castelblanco et al. (2011). This procedure allowed calculating the soil suction that explains the compressibility behavior observed for loess flooded with kerosene and compared with those at natural water content. The SWCC fitted with the van Genuchten (1980) equation for undisturbed loess specimens during wetting. For the tested soil, the obtained model parameters were $\theta_r = 0.07$; $\alpha = 0.02$ [kPa⁻¹]; $n = 2$, and $m = 0.5$.

In the case of specimens flooded with kerosene, the suctions were obtained from the retention curve presented in Fig. 2. Each curve was defined with the fitting parameters obtained from the SWCC for loess samples in presence of water, and considering the type-dependent scaling factor by the relation between the surface tension of water (72 mN/m) and the kerosene (43.9 mN/m). More details about the calibration and the equations involved can be seen in Giomi and Francisca (2024). Then, kerosene-contaminated specimens present an "equivalent water suction". These suctions were related to the volumetric water content of the specimens and therefore their initial and final values remain the same in Fig. 2. Therefore, it can be seen in the curves that predict the capillary pressure in the samples as the relation between water and kerosene changed and the value of suction used in the EBBM to minimize the error between experimental and numerical results. Then, a reduction in suction is expected when air is displaced by kerosene during flooding, due to the change in the interfacial tension (Mercer and Cohen). This behavior can also be explained by the change in the meniscus radius as the wetting fluid changes (Cho and Santamarina, 2001).

Fig. 3 presents the collapsibility coefficient of loess obtained from experimental and modeled results

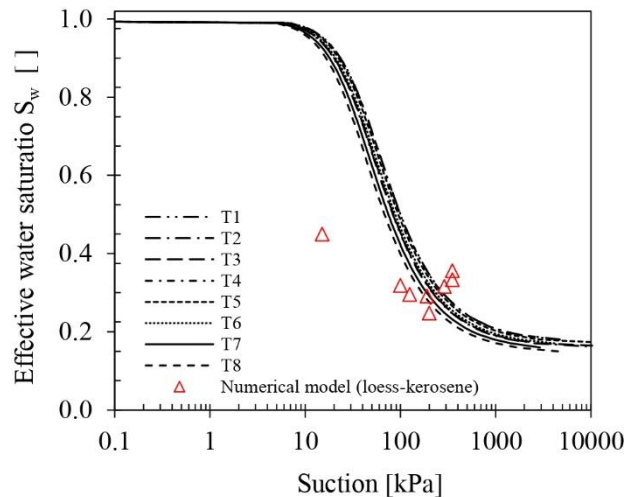


Fig 2. Suction-effective water saturation relation for samples inundated with kerosene.

when flooded with water (Fig. 3a) and kerosene (Fig 3b). Collapsibility coefficients when the soil is flooded with water (δ_{w_col}) and with kerosene (δ_{k_col}) were obtained for each applied pressure from the difference between strain levels defined at natural moisture content (ϵ_u) and that obtained flooded with either water (ϵ_w) or kerosene (ϵ_k), respectively. A loess sample is considered collapsible upon saturation if the collapsibility coefficient is greater than 0.015, which allows for defining the initial collapse pressure (Lin and Wang 1988).

The modeled results showed δ_{w_col} and δ_{k_col} equal to zero when applied pressures were lower than the yielding pressure. These results are a consequence of the unique swelling index (κ) that considers the EBBM regardless of soil suction. Collapsibility coefficients started to increase once the yielding

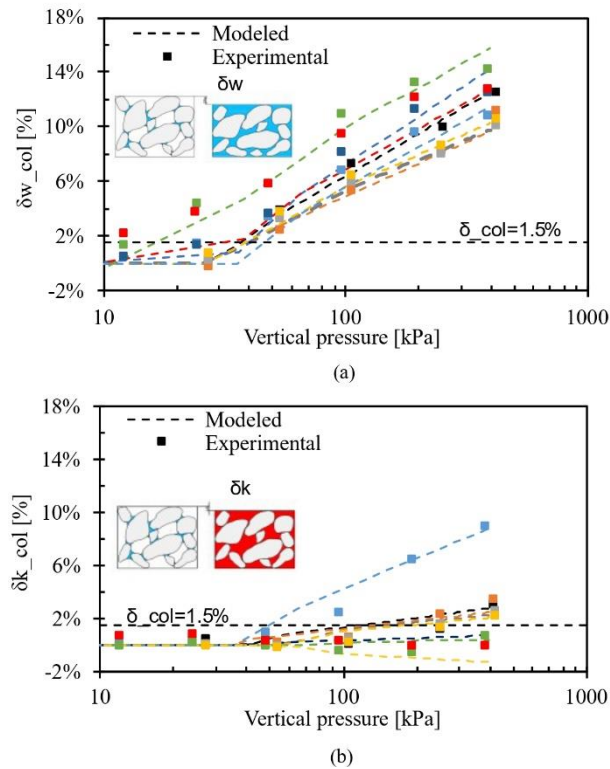


Fig 3. Suction-effective water saturation relation for samples inundated with kerosene.

pressure was surpassed, which depends on the flooding liquid. Samples flooded with water show metastable behavior with initial collapse pressures lower than 50 kPa. A similar response was reported by Nokkande et al. (2020) when loess samples were saturated with lamp oil and gas oil, showing that the collapse potential was significantly reduced due to the non-polar nature of this contaminant.

Only the specimen with a higher initial void ratio showed a collapse pressure lower than 100 kPa mainly associated with the open structure of this specimen. In this case, the change in suction cannot explain the modification in the mechanical behavior in the presence of kerosene. Thus, the sliding of particles and lubrication can be considered responsible for the increment in the collapsibility coefficient. The stiffer behavior and higher collapse pressure of specimens flooded with kerosene indicate that minor changes in soil microstructure are expected when the saturation liquid is a NAPL. Even that, particle boundaries weaken and due to the effect of lubrication important deformations may develop at pressures higher than the yielding pressure.

4. Conclusions

This work analyses the mechanical behavior of undisturbed loess samples at natural moisture content and flooded with water and kerosene. Relative collapse is evaluated from experimental and numerical results by considering the different void ratios and flooding liquid. Results presented in this research confirm that the presence of NAPL induces negligible changes in loess microstructure even when saturated. Then, the main mechanism that triggers collapse is associated with water-particle interactions (e.g. precipitated salts dissolution at particle contacts and expansion of clay bridges). Loess samples flooded with kerosene do not collapse. This behavior can be associated with the incapacity of NAPL to dissolve precipitated salts or to expand clay particles as water does. Then, loess samples completely flooded with kerosene behave alike under natural moisture content rather than when completely flooded with water. The increase in soil compressibility observed when kerosene replaces the air inside the pores can be associated with the lower suction and the effect of lubrication of either individual or aggregate

particles.

5. References

- Rogers, C. D. F., Dijkstra, T. A., & Smalley, I. J. (1994). Hydroconsolidation and subsidence of loess: studies from China, Russia, North America and Europe: in memory of Jan Sajgalik. *Engineering Geology*, 37(2), 83-113.
- Alonso, E. E., Gens, A., and Josa, A. 1990. "A constitutive model for partially saturated soils". *Géotechnique*, 41(3), 405–430.
- Chen, J., Anandarajah, A., and Inyang, H. 2000. "Pore fluid properties and compressibility of kaolinite". *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 126(9): 798-807.
- Cho, G. C., & Santamarina, J. C. 2001. "Unsaturated particulate materials—particle-level studies". *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 127(1), 84-96.
- Di Matteo, L., Bigotti, F., and Ricco, R. 2011. "Compressibility of kaolinitic clay contaminated by ethanol-gasoline blends." *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 137(9).
- Estabragh, A. R., Beytollahpour, I., Moradi, M., and Javadi, A. A. 2016. "Mechanical behavior of a clay soil contaminated with glycerol and ethanol." *Europ. J. Environ. Civil Eng.*, 20(5), 503–519.
- Francisca, F. M. 2007. "Evaluating the Constrained Modulus and Collapsibility of Loess from Standard Penetration Test." *Int. J. Geomech.*, 7(4): 307–310.
- Francisca F.M., Montoro M.A. 2021. "Behavior of natural fine soil particles dispersions in non-aqueous phase liquids". *J. Environ. Eng.*
- Francisca, F. M., Giomi, I., & Rocca, R. J. (2024). Inverse analysis of shallow foundation settlements on collapsible loess: Understanding the impact of varied soil mechanical properties during Wetting. *Computers and Geotechnics*, 167, 106090.
- Giomi, I., & Francisca, F. M. (2024). Experimental and Numerical Analysis of the Behavior of Collapsible Loess under Infiltration of Nonaqueous Phase Liquids. *Journal of Hazardous, Toxic, and Radioactive Waste*, 28(2), 04024002.
- Giomi, I., & Francisca, F. M. (2022). Numerical modeling of the oedometrical behavior of collapsible loess. *Geotechnical and Geological Engineering*, 40(5), 2501-2512.
- Haghsheno, H., & Arabani, M. (2022). Geotechnical properties of oil-polluted soil: a review. *Environmental Science and Pollution Research*, 29(22), 32670-32701.
- Kaya, A., and Fang, H. Y. 2000. "The effects of organic fluids on physicochemical parameters of fine-grained soils." *Can. Geotech. J.*, 37(5), 943–950.
- Kermani, M., and Ebadi, T. 2012. "The Effect of Oil Contamination on the Geotechnical Properties of Fine-Grained Soils." *Soil and Sediment Contamination*, 21(5), 655–671.
- Khodary, S. M., Negm, A. M., and Tawfik, A. 2018. "Geotechnical properties of the soils contaminated with oils, landfill leachate, and fertilizers." *Arab. J. of Geosci.*, 11(2), 12–17.
- Khosravi, E., Ghasemzadeh, H., Sabour, M. R., and Yazdani, H. 2013. "Geotechnical properties of gas oil-contaminated kaolinite." *Eng. Geol.*, 166, 11–16.
- Li, Y., Shi, W., Aydin, A., Beroya-Eitner, M. A., Gao, G. 2019. "Loess genesis and worldwide distribution". *Earth-Science Reviews*, 201, 102947.
- Mercer, J. W., and Cohen, R. M. 1990. "A review of immiscible fluids in the subsurface: Properties, models, characterization and remediation." *Journal of Contaminant Hydrology*, 6(2), 107–163.
- Muñoz-Castelblanco J.A., Pereira J.M., Delage P., Cui Y.J. 2012. "The water retention properties of a natural unsaturated loess from northern France". *Geotechnique*, 62(2), 95–106.
- Nokande, S., Khodabandeh, M. A., Hosseini, S. S., & Hosseini, S. M. (2020). Collapse potential of oil-contaminated loessial soil (case study: Golestan, Iran). *Geotechnical and Geological Engineering*, 38, 255-264.
- Pedroso, D. M., and Farias, M. M. 2011. "Extended Barcelona Basic Model for unsaturated soils under cyclic loadings." *Comput. Geotech.*, 38(5), 731–740.
- Rajabi, H., & Sharifipour, M. (2019). "Geotechnical properties of hydrocarbon-contaminated soils: a comprehensive review". *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 78, 3685-3717.
- Singh, S. K., Srivastava, R. K., John, S. 2009. "Studies on soil contamination due to used motor oil and its remediation." *Canadian Geotech. J.*, 46(9), 1077–1083.
- Yang, H., Xie, W. L., Liu, Q. Q., Zhu, R. S., & Liu, Y. Y. 2022. "Three-stage collapsibility evolution of Malan loess in the Loess Plateau". *Catena*, 217, 106482.
- Zárate, M. A. 2003. "Loess of southern South America." *Quat. Sci. Rev.*, 22(18–19), 1987–2006.



MODELLAZIONE DEL COMPORTAMENTO CHEMO-MECCANICO DI ROCCE DI COPERTURA NELL'AMBITO DELLO STOCCAGGIO GEOLOGICO DI CO₂

Liliana Gramegna

Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale, Politecnico di Milano
liliana.gramegna@polimi.it

Giorgio Volontè

Eni SpA
giorgio.volonte@eni.com

Guido Musso

Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica, Politecnico di Torino
guido.musso@polito.it

Gabriele Della Vecchia

Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale, Politecnico di Milano
gabriele.dellavecchia@polimi.it

Sommario

Il settore energetico deve affrontare nuove sfide legate al cambiamento climatico ed alla transizione energetica. Tuttavia, è accettato che nel breve e nel medio periodo la riduzione delle emissioni nette di gas serra sarà possibile solo se il cambio del mix energetico verrà affiancato allo stoccaggio di anidride carbonica. Dal punto di vista geotecnico, lo stoccaggio geologico di anidride carbonica è caratterizzato da alcuni nuovi aspetti da considerare, che riguardano, soprattutto il ruolo giocato dalle interazioni geochimiche che possono avvenire tra il fluido interstiziale delle rocce coinvolte e la loro componente solida, con possibili effetti sul comportamento idro-meccanico di tali materiali. In questa nota si propone una strategia numerica avanzata che permette di riprodurre gli effetti geochimici indotti dalla dissoluzione di anidride carbonica nel fluido interstiziale e le conseguenti modifiche sul comportamento idro-meccanico delle rocce di copertura, aspetto fondamentale per la valutazione dell'efficacia a lungo termine delle operazioni di stoccaggio.

1. Introduzione

E' ampiamente accettato dalla comunità scientifica che la causa primaria del surriscaldamento globale sia l'incremento della concentrazione in atmosfera dei cosiddetti 'gas serra', in particolare l'anidride carbonica. Per limitare gli effetti climatici indotti dal surriscaldamento globale sono state proposte numerose strategie di decarbonizzazione: tra queste, lo stoccaggio geologico di anidride carbonica rappresenta l'opzione più realistica nel breve e nel medio periodo per ridurre sostanzialmente le immissioni nette di CO₂ in atmosfera. Per garantire uno stoccaggio sicuro di CO₂ con un orizzonte temporale di migliaia di anni è necessaria la presenza sia di un giacimento che di una roccia di copertura, caratterizzata da bassa permeabilità e che rimanga integra nel tempo. Tali caratteristiche possono essere garantite da acquiferi profondi di acqua salata (*deep saline aquifers*), giacimenti esausti di petrolio o gas e da giacimenti di carbone non estraibile (*unminable coal seams*) (Busch et al, 2010). Il fatto stesso che

esistano dei giacimenti naturali implica che alcuni litotipi abbiano delle capacità di agire come barriere rispetto alla migrazione di gas verso l'atmosfera su scale temporali geologiche (dell'ordine del milione di anni). Nell'ambito dei progetti di stoccaggio di anidride carbonica si vuole tuttavia garantire che la possibile interazione geochimica con la CO₂ non vada ad alterare le proprietà delle rocce di copertura, come argilliti ed evaporiti, che si sono naturalmente rivelate adatte allo stoccaggio.

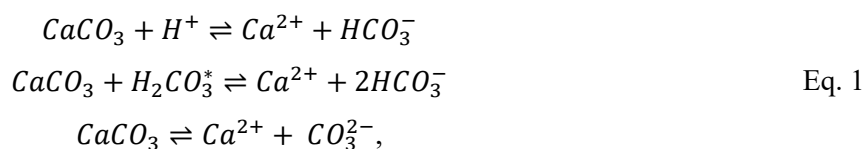
Con particolare riferimento alle argilliti (*shales* nella letteratura anglosassone), le loro proprietà meccaniche e di trasporto sono controllate essenzialmente dal comportamento dei minerali argillosi che le compongono: la capacità di agire come barriera di rocce di copertura argillose intatte è infatti legata alla presenza di argille con elevata superficie specifica, da un lato caratterizzate da un elevato valore di entrata dell'aria, dall'altra molto sensibili a interazioni di tipo elettro-chimico (Della Vecchia et al, 2019, Musso et al, 2024).

Da un punto di vista ingegneristico, le interazioni di tipo capillare ed elettro-chimico determinano le caratteristiche del comportamento idro-meccanico di questi materiali a livello di punto di volume (REV), influenzandone la porosità, la tessitura, la conducibilità idraulica, la compressibilità e la resistenza al taglio (Espinoza & Santamarina, 2012). Ad esse si possono sovrapporre interazioni di tipo geochimico legate alla dissoluzione dell'anidride carbonica nel fluido interstiziale originario: l'anidride carbonica disciolta, oltre ad essere soggetta ai classici processi di trasporto di tipo convettivo e diffusivo, causa un incremento di acidità del fluido interstiziale, con possibili reazioni chimiche e dissoluzione/precipitazione dei minerali costituenti la roccia da cui possono derivare variazioni delle proprietà idrauliche e meccaniche.

In questa nota si presenta un modello idro-chemo-meccanico di trasporto reattivo in grado di riprodurre gli effetti di un incremento di acidità indotto dalla dissoluzione di anidride carbonica nei fluidi interstiziali di materiali argillosi. Il modello consta dell'equazioni di bilancio della massa d'acqua in mezzo poroso saturo e del bilancio di massa di ciascuna specie primaria disciolta in acqua, in accordo con l'approccio presentato da Steefel & Lasaga (1994), ed è in grado di considerare sia le reazioni chimiche omogenee all'equilibrio che la dissoluzione/riprecipitazioni di componenti solide. Dal punto di vista meccanico, la variazione di massa di calcite calcolata attraverso il modello idro-geochimico è stata infine utilizzata all'interno di un modello elasto-plastico con destrutturazione meccanica e chimica, per riprodurre l'effetto sul comportamento meccanico di un' argillite cinese (Longmaxi Shale) soggetta ad una interazione forzata con anidride carbonica.

2. Il modello di trasporto reattivo per la valutazione della quantità di calcite disciolta

Il modello di trasporto sviluppato considera sia le reazioni di equilibrio (omogenee ed istantanee) dell'anidride carbonica disciolta in acqua, sia la cinetica di dissoluzione della calcite in ambiente acido (si veda Appelo & Postma, 2004, Gramegna et al, 2023). La dissoluzione della calcite è a sua volta legata alla variazione di porosità e della conducibilità idraulica della roccia di copertura, generando un accoppiamento di tipo idro-geochimico. Le condizioni iniziali di tipo chimico sono state ottenute attraverso la soluzione di un problema di speciazione chimica, risolto attraverso il software PHREEQ-C, mentre l'integrazione numerica delle equazioni differenziali a derivate parziali (bilancio della massa dell'acqua e delle specie primarie disciolte) e delle equazioni algebriche non lineari (per ottenere la concentrazione reale di tutte le specie chimiche coinvolte) è stata effettuata attraverso il codice numerico agli elementi finiti Comsol Multiphysics®, secondo l'approccio presentato da Lopez Vizcaino et al (2021). In questa nota, per motivi di spazio, ci si concentra esclusivamente sul processo di dissoluzione della calcite, tradizionalmente riprodotto attraverso le seguenti reazioni:



Il tasso di calcite disciolta si può calcolare attraverso la teoria della transizione di stato (si veda Hu et al, 2022) attraverso la relazione:

$$r_{CaCO_3} = (k^{acid} a_{H^+} + k^{neutral} + k^{carb} a_{H_2CO_3^*}) \left(1 - \frac{a_{Ca^{2+}} a_{CO_3^{2-}}}{K_{eq,calc}} \right) \quad \text{Eq. 2}$$

dove k^{acid} , $k^{neutral}$, k^{carb} [mol/(m² s)] sono i tassi di dissoluzioni specifici (determinati empiricamente), $K_{eq,calc}$ è la costante di equilibrio per la dissoluzione di calcite in acqua, e a_X è l'attività della specie chimica X, che a sua volta dipende dalla concentrazione chimica della specie stessa. La variazione nel tempo della frazione volumetrica di calcite ϕ_{CaCO_3} è quindi:

$$\frac{d\phi_{CaCO_3}}{dt} = -r_{CaCO_3} * S_{CaCO_3} * V_{m,CaCO_3} * \phi_{CaCO_3} \quad \text{Eq. 3}$$

dove S_{CaCO_3} è la superficie specifica della calcite e $V_{m,CaCO_3}$ è il volume molare della calcite. E' possibile infine valutare la variazione di porosità della roccia di copertura ϕ causata dalle reazioni chimiche di dissoluzione attraverso la relazione (ottenuta sotto l'ipotesi di assenza di deformazioni volumetriche dovute alla variazione della composizione chimica del fluido interstiziale):

$$\phi = 1 - \phi^{non-reac} - \phi^{CaCO_3} \quad \text{Eq. 4}$$

dove $\phi^{non-reac}$ è la frazione volumetrica solida non reattiva. Il modello numerico di trasporto reattivo è stato validato attraverso il benchmark numerico presentato in Hu et al (2022), sviluppato per riprodurre uno scenario geochimico nel quale la dissoluzione di calcite causa modifiche permanenti alle proprietà di trasporto del mezzo poroso. In particolare, il benchmark numerico è volto a simulare una prova dove è imposto all'interno di una colonna di sabbia (con presenza di calcite nel solo strato intermedio) un flusso di acido solforico. La dissoluzione di calcite è legata alla variazione di porosità attraverso l'Eq.4, mentre la variazione di permeabilità è legata alla variazione di porosità attraverso la relazione di Kozeny-Carman. La Fig. 1 mostra un confronto tra le previsioni del modello presentato e quello sviluppato da Hu et al (2022), in termini di variazione lungo la lunghezza della colonna di calcite disciolta, porosità e permeabilità, ad un tempo di 400 ore dall'inizio dell'iniezione di acido. L'accordo tra i due modelli è soddisfacente, e le differenze possono essere ascritte alla diversa discretizzazione spaziale e al differente schema numerico adottato.

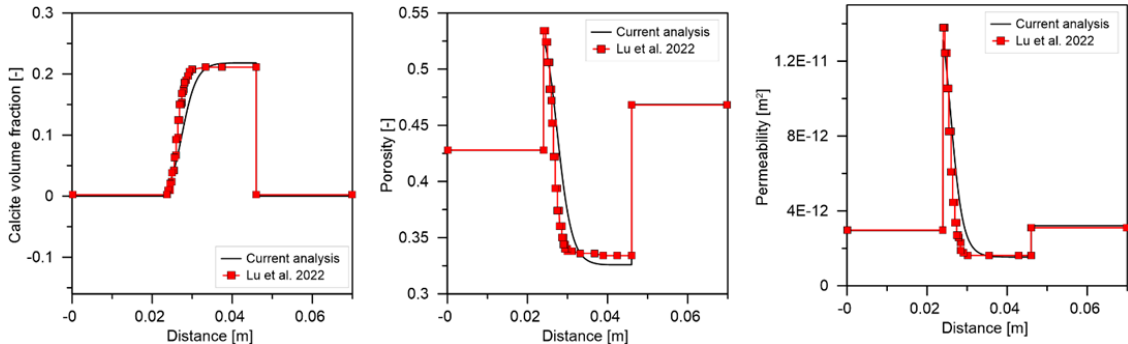


Fig 1. Confronto tra il modello proposto e il benchmark di Hu et al (2022) in termini di evoluzione spaziale della frazione volumetrica di calcite, porosità e permeabilità ad un tempo di 400 ore dall'inizio dell'iniezione acida.

3. Sul legame tra la modellazione meccanica e il modello di trasporto reattivo

3.1 Equazioni del modello

Uno dei vantaggi dei modelli elasto-plastici inelastici con destrutturazione, come introdotti da Gens & Nova (1993), è quello di poter essere facilmente estesi per riprodurre la degradazione del materiale dovuta a sollecitazioni chimiche. Questo aspetto è particolarmente rilevante nel contesto dello stoccaggio geologico di anidride carbonica, a cause della potenziale dissoluzione di calcite indotta dalla dissoluzione dell'anidride carbonica nel fluido interstiziale. Per riprodurre la degradazione chimica

indotta dall'acidificazione del fluido interstiziale nell'ipotesi che l'unico minerale interessato da dissoluzione sia la calcite, le variabili interne del modello elasto-plastico possono essere modificate introducendo esplicitamente l'effetto della destrutturazione indotta dall'interazione tra calcite, acqua ed anidride carbonica, nonché i suoi effetti in termini di resistenza e rigidità. Partendo da un approccio mutuato da Gajo et al (2019), è possibile introdurre una nuova variabile, detta massa specifica di calcite disciolta m_b , definita come il rapporto tra la massa di calcite e la massa totale della componente solida. Tale variabile permette l'accoppiamento tra il comportamento meccanico del materiale e le reazioni geochimiche indotte dall'acidificazione del fluido interstiziale attraverso l'evoluzione della variabile di danno h :

$$\dot{h} = h_{dev} |\dot{\varepsilon}_{dev}^p| + h_{vol} |\dot{\varepsilon}_{vol}^p| + h_{chem} \dot{m}_b, \quad \text{Eq. 5}$$

dove h_{vol} , h_{dev} e h_{chem} sono tre parametri costitutivi del modello, e ε_{vol}^p ed ε_{dev}^p indicano le deformazioni plastiche volumetriche e deviatoriche. Il legame tra la variabile di danno e la variabile di bonding b è definito come in Nova & Gens (1993):

$$b = b_0 e^{-(h-h_0)}, \quad \text{Eq. 6}$$

dove h_0 e b_0 sono i valori iniziali di h e b . La variabile b a sua volta interviene nella definizione della superficie di snervamento: valori positivi di b implicano sia un incremento di pressione di preconsolidazione, sia la presenza di resistenza a trazione (si veda Gens & Nova, 1993, per dettagli sulla formulazione). Coerentemente con le evidenze sperimentali e con il quadro concettuale proposto in Gajo et al (2019), anche le proprietà elastiche del materiale dipendono dalla degradazione chimica e meccanica. Questo effetto può essere riprodotto nel contesto dell'accoppiamento elasto-plastico, che permette di sfruttare l'ipotesi che l'energia libera elastica a livello macroscopico sia costituita dalla combinazione lineare dell'energia libera del materiale senza cementazione e di quella del materiale completamente cementato. E' possibile quindi scrivere la rigidità volumetrica elastica del materiale K e il suo modulo di taglio G come

$$\begin{aligned} K &= K_g (1 - a_b^{\alpha_d}) + K_b a_b^{\alpha_d} \\ G &= G_g (1 - a_b^{\alpha_d}) + G_b a_b^{\alpha_d} \end{aligned} \quad \text{Eq. 7}$$

dove K_g e G_g sono la rigidità elastica volumetrica e il modulo di taglio del materiale disgregato, K_b e G_b sono la rigidità elastica volumetrica e il modulo di taglio della calcite, α_d un parametro del modello e a_b una variabile che esprime il grado di cementazione normalizzato:

$$a_b = \frac{b}{b_0}. \quad \text{Eq. 8}$$

Il legame tra i risultati delle simulazioni geochimiche e la variabile interna b può quindi essere imposto attraverso la relazione

$$\dot{m}_b = \rho_{s,calc} \frac{d\phi_{CaCO_3}}{dt}. \quad \text{Eq. 9}$$

3.2 Simulazione di dati sperimentali

Il modello proposto nella sezione 3.1 è stato utilizzato per riprodurre i dati sperimentali presentati da Lyu et al (2018) su provini di *Longmaxi shale*, un'argillite proveniente dal bacino di Sichuan in Cina. I provini sono stati esposti all'anidride carbonica per diversi intervalli temporali, e quindi sottoposti a prove di compressione triassiale non consolidata non drenata. L'esposizione a CO_2 dovrebbe causare l'acidificazione del fluido interstiziale della roccia, con conseguente dissoluzione dei minerali costituenti, secondo il percorso seguente: (i) la CO_2 disciolta reagisce con l'acqua del fluido interstiziale formando acido carbonico (H_2CO_3); (ii) H_2CO_3 si dissocia parzialmente, formando ioni carbonato (CO_3^{2-}), bicarbonato (HCO_3^-) e idrogeno (H^+); (iii) a causa di questo processo di dissociazione, il pH del fluido interstiziale saturo di CO_2 disciolta decresce, causando dissoluzione della calcite e potenziali modifiche delle proprietà meccaniche della roccia. Per quantificare gli effetti indotti dalla dissoluzione

della CO₂ nel fluido interstiziale, l'evoluzione della massa di calcite disciolta $\Delta m_b(t) = m_{b0} - m_b(t)$ è stata riprodotta attraverso il modello numerico descritto nella Sezione 2. Le analisi FEM hanno riprodotto il processo di trasporto reattivo indotto dalla dissoluzione di CO₂ nel provino, permettendo di calcolare la calcite disciolta nel provino a contatto con CO₂ sia in condizioni critiche che supercritiche. I provini erano caratterizzati da una frazione iniziale in peso di calcite del 4.4%, con una porosità iniziale $\phi = 0.272$. La concentrazione di ioni H⁺ applicata come condizione al contorno è stata stimata dalla pressione della CO₂ (7 e 9 MPa per condizioni subcritiche e supercritiche, corrispondenti a 1.05 mol/m³ and 1.19 mol/m³). La massa di calcite disciolta ottenuta dalle due simulazioni numeriche è mostrata in Fig. 2, quasi coincidente per le condizioni subcritiche e supercritiche.

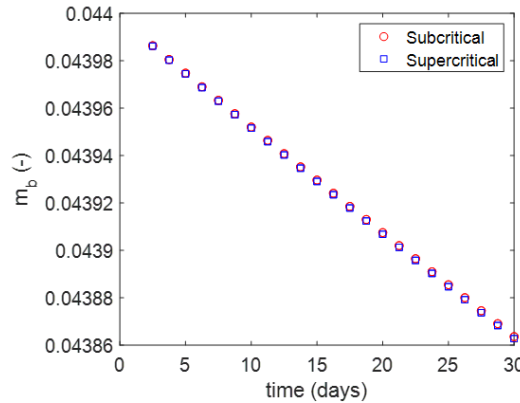


Fig 2. Evoluzione temporale della calcite disciolta m_b ottenuta dalle simulazioni numeriche effettuate.

La Fig. 3 mostra le previsioni numeriche della successiva prova di compressione triassiale non consolidata non drenata, ottenute dalla legge costitutiva introdotta nella sezione 3.1 ed effettuate a partire dai valori della variabile interna b stimati da Fig. 2. Il modello costitutivo, integrato numericamente attraverso una routine costitutiva sviluppata in ambiente Matlab® (Cattaneo et al, 2014), è in grado di riprodurre correttamente la diminuzione della resistenza di picco (legata alla diminuzione del dominio elastico) e del modulo di taglio al crescere del tempo di esposizione all'anidride carbonica.

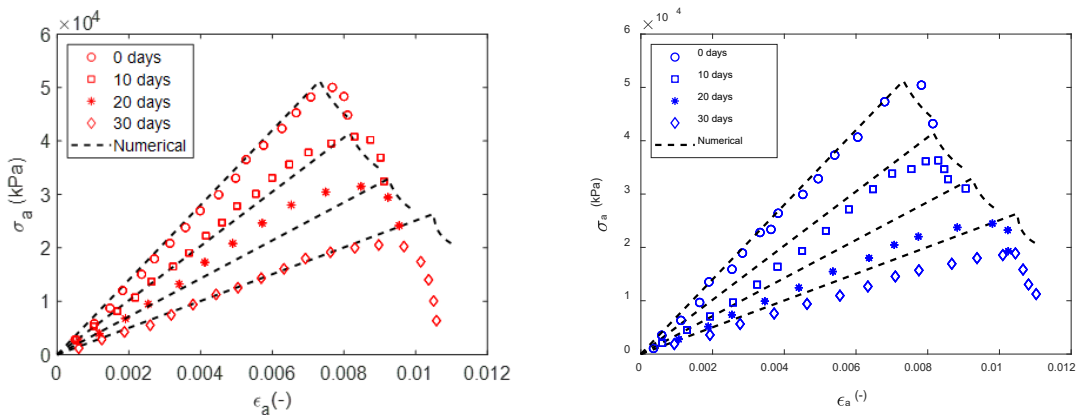


Fig 3, Confronto tra prove sperimentali triassiali non consolidate non drenate e simulazioni numeriche del legame sforzo assiale-deformazione assiale per provini sottoposti a diversi tempi di esposizione a CO₂ in condizioni subcritiche (a sinistra) e supercritiche (a destra).

4. Conclusioni

L'uso di modelli costitutivi nell'ambito dello stoccaggio di anidride carbonica può essere informato attraverso modelli di trasporto reattivo, capaci di riprodurre non solo i processi di diffusione e avvezione

della CO₂ disciolta, ma anche di considerare l'acidificazione del fluido interstiziale e la possibile conseguente dissoluzione di alcuni minerali costituenti la componente solida, in particolare della calcite. Il modello proposto si è rivelato in grado di riprodurre correttamente i processi di dissoluzione della componente solida carbonatica e i conseguenti effetti meccanici sui materiali presi in considerazione, sia in termini di resistenza che di rigidezza. Potrà essere perciò un utile strumento nello studio dei siti di stoccaggio anche per la definizione delle più opportune strategie di sviluppo e di monitoraggio.

Ringraziamenti

Si ringrazia ENI SpA per il finanziamento attraverso il progetto "ECoPhysiCS" e per l'autorizzazione a pubblicare questo lavoro.

Bibliografia

- Appelo C. A. J., Postma, D. (2004). *Geochemistry, groundwater and pollution*. CRC press.
- Busch A., Amann A., Bertier P., Waschbusch M., Krooss, B. M. (2010). "The significance of caprock sealing integrity for CO₂ storage". SPE International Conference on CO₂ Capture, Storage, and Utilization. OnePetro.
- Cattaneo F., Della Vecchia G., Jommi C. (2014). "Evaluation of numerical stress-point algorithms on elastic-plastic models for unsaturated soils with hardening dependent on the degree of saturation". *Computers and Geotechnics*, 55, 404-415.
- Ciancimino A, Daka T, Gramegna L, Musso G, Volontè G, Della Vecchia G. (2024). "Is elasto-(visco)plasticity suitable for energy geomechanics? A constitutive framework for caprock materials." Submitted to *Geomechanics for Energy and the Environment*.
- Della Vecchia G., Scelsi G., Musso, G. (2019). "Modelling the role of pore water salinity on the water retention behaviour of compacted active clays". *Rivista Italiana di Geotecnica* 53(3), 16-29.
- Espinoza D. N., Santamarina J. C. (2012). "Clay interaction with liquid and supercritical CO₂: The relevance of electrical and capillary forces". *International Journal of Greenhouse Gas Control*, 10, 351-362.
- Gajo A., Cecinato F., Hueckel T. (2019). "Chemo-mechanical modeling of artificially and naturally bonded soils." *Geomechanics for Energy and the Environment*, 18, 13-29.
- Gens A., Nova, R. (1993). "Conceptual bases for a constitutive model for bonded soils and weak rocks". *Geotech. Engrg. of Hard Soils-Soft Rocks*.
- Gramegna L., Musso G., Messori A., Della Vecchia, G. (2023). "A reactive transport model for calcite-rich caprocks in the context of geological carbon storage". In *Symposium on Energy Geotechnics*, 1-2.
- Lopez-Vizcaino R., Yustres A., Cabrera V., & Navarro V. (2021). "A worksheet-based tool to implement reactive transport models in COMSOL Multiphysics". *Chemosphere*, 266, 129176.
- Lyu Q., Long X., Ranjith P. G., Tan J., Kang Y., Luo W. (2018). "A damage constitutive model for the effects of CO₂-brine-rock interactions on the brittleness of a low-clay shale". *Geofluids*.
- Lu R., Nagel T., Poonoosamy J., Naumov D., Fischer T., Montoya V., ... & Shao H. (2022). "A new operator-splitting finite element scheme for reactive transport modeling in saturated porous media". *Computers & Geosciences*, 163, 105106.
- Musso G., Scelsi G., Della Vecchia G. (2024). "Chemo-mechanical behaviour of non-expansive clays accounting for salinity effects". *Géotechnique* 74(7), 632-646.
- Steeffel C. I., Lasaga A. C. (1994). "A coupled model for transport of multiple chemical species and kinetic precipitation/dissolution reactions with application to reactive flow in single phase hydrothermal systems". *American Journal of Science*, 294(5), 529-592.



EVOLUZIONE DELLA MICROSTRUTTURA DI MISCELE DI SABBIA E ARGILLA DURANTE IL FENOMENO DEL CRIO-SOLLEVAMENTO

Giulia Guida

Università degli Studi di Roma Tor Vergata

giulia.guida@uniroma2.it

Floriana Anselmucci

University of Twente

f.a.r.anselmucci@utwente.nl

Sommario

Alcuni tipi di terreno sono particolarmente suscettibili ai processi di congelamento artificiale o naturale, subendo significative espansioni volumetriche e variazioni della microstruttura interna del materiale. In questo lavoro, l'evoluzione della microstruttura di miscele di sabbia e argilla è stata indagata tramite scansioni tomografiche a raggi X eseguite a diversi istanti deformativi del materiale durante cicli di congelamento e scongelamento.

1. Introduzione

I terreni esibiscono una diversa suscettibilità alle variazioni di volume indotte da processi di congelamento in funzione del loro quantitativo di fine, della disponibilità d'acqua e del gradiente termico (Armstrong & Csathy, 1963). L'espansione volumetrica non è solamente attribuibile alla minore densità del ghiaccio (920 kg/m^3) rispetto a quella dell'acqua (1000 kg/m^3), ma anche dalla migrazione di acqua liquida verso il fronte congelato, che talvolta comporta la formazione di lenti di ghiaccio (Taber, 1930). Quest'ultimo fenomeno è dovuto alla cosiddetta crio-suzione, ovvero una locale riduzione di pressione dell'acqua indotta dalla tensione superficiale che si genera all'interfaccia tra ghiaccio e acqua liquida (Everett, 1961). Al crescere del contenuto di fine, la crio-suzione può raggiungere valori più elevati a causa della minore dimensione dei pori, comportando una suscettibilità al sollevamento maggiore. L'espansione di volume indotta dai processi di congelamento, convenzionalmente chiamata crio-sollevamento, e gli ingenti cedimenti che si verificano durante lo scongelamento, rappresentano una delle maggiori criticità per la stabilità e l'operatività delle strutture e infrastrutture nelle regioni fredde. Entro il 2050, si prevede che quasi il 70% delle strutture e delle infrastrutture attuali sarà a rischio di danni e collasso associati al cambiamento climatico (Hjort *et al.*, 2022).

2. Programma Sperimentale

I campioni di terreno testati sono composti da miscele di sabbia di Fointainbleau e caolino Speswhite in percentuali di peso variabili - specificamente 5%, 10%, 20% e 50% (Viglianti *et al.*, 2023). I campioni sono stati preparati per pluviazione secca all'interno di cilindri di Perspex (3.6 cm di diametro, vedi

Fig. 1.a), e poi sono stati saturati per immersione con acqua deaerata. Dopo 24 ore di saturazione, i campioni sono stati sigillati alla base con un nastro termoconduttivo, lasciando un film di 1 cm di acqua nella parte superiore come serbatoio di acqua liquida. In Fig. 1(b) sono riportati gli indici dei vuoti valutati per ogni miscela sia in condizioni asciutte che sature, in funzione della percentuale in peso di fine. Le miscele con una maggiore percentuale di fine tendono sistematicamente ad assumere configurazioni più aperte e sciolte: l'indice dei vuoti spazia da 0.6 per la miscela con il 5% di caolino a circa 3.0 per la miscela con il 50% di caolino in condizioni asciutte e da 0.6 a circa 2.0 in condizioni sature. Il processo di saturazione determina un significativo addensamento della miscela, specialmente per percentuali di fine del 50% dove l'indice dei vuoti si riduce di circa il 30%. Questo fenomeno chiaramente dimostra che le particelle di caolino non si dispongono nei vuoti creati tra le particelle di sabbia che hanno diametro maggiore, ma tendono ad avvolgerle, limitandone il riarrangiamento.

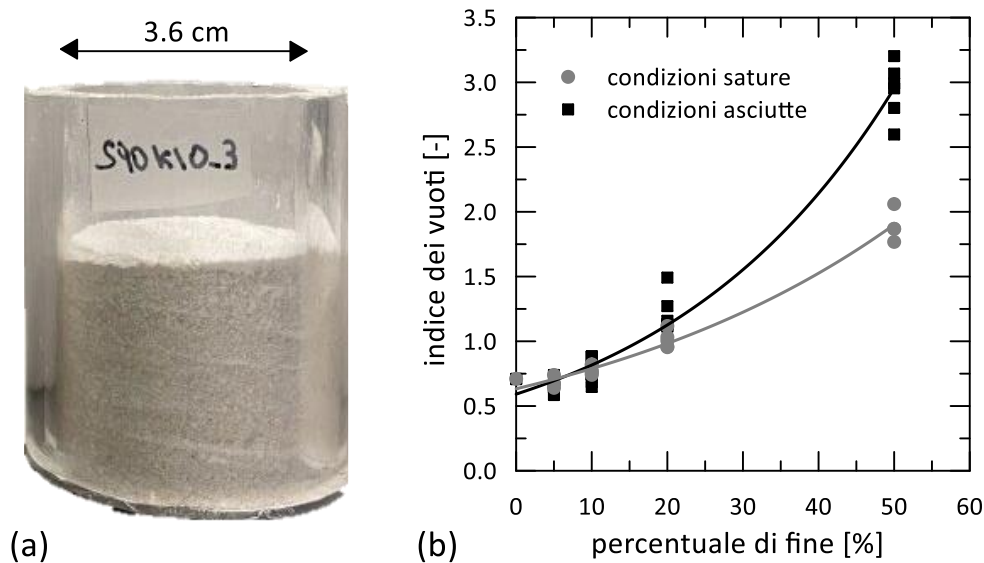


Fig 1. (a) Immagine di un provino di terreno in condizioni asciutte. (b) Relazione tra indice dei vuoti della miscela secca e satura al variare del contenuto di fine.

I cicli di congelamento e scongelamento sono stati applicati ponendo il campione di terreno in contatto con un piatto congelante a temperatura $T = -15^{\circ}\text{C}$. In questo modo il fronte congelato avanza dal basso verso l'alto. Le pareti esterne del cilindro in Perspex sono state rivestite da uno strato isolante per evitare dispersioni termiche laterali e garantire condizioni monodimensionali. La parte superiore del campione è stata lasciata a contatto con la temperatura ambiente a circa 24°C .

Due cicli completi di congelamento (per 120 minuti) e scongelamento (per 60 minuti) sono stati eseguiti per ogni miscela all'interno del tomografo a raggi X di TU Delft (Paesi Bassi), per un totale di 6 ore di prova per ciascun provino. La tomografia a raggi X ha permesso di scansionare il campione a diversi stati deformativi in modo non distruttivo: ogni 40 minuti durante il congelamento e ogni 30 minuti durante lo scongelamento. Gli stati di riferimento stazionari del campione - vale a dire, gli stati iniziali, gli stati completamente congelati e gli stati completamente scongelati - sono stati scansionati per un tempo di 8 min, ottenendo così una risoluzione delle immagini di $37.06 \mu\text{m}/\text{px}$. Durante il processo di congelamento e scongelamento invece i campioni sono stati scansionati per 4 minuti ottenendo una minore risoluzione ($74.12 \mu\text{m}/\text{px}$), per ridurre al minimo il rumore dell'immagine causato dalla velocità di deformazione. Le immagini tomografiche ottenute riportano una misura del campo di attenuazione dei raggi X. L'entità dell'attenuazione, rappresentante l'intensità della scala di grigi, dipende dalla densità del materiale scansionato: le regioni più chiare e attenuate hanno una densità maggiore, mentre quelle più scure e meno attenuate una densità minore. L'analisi delle immagini tomografiche si rivela un potente strumento per accedere alla scala micro-strutturale e quantificare i complessi fenomeni

termo-idro-meccanici locali coinvolti nei processi di congelamento-scongelo.

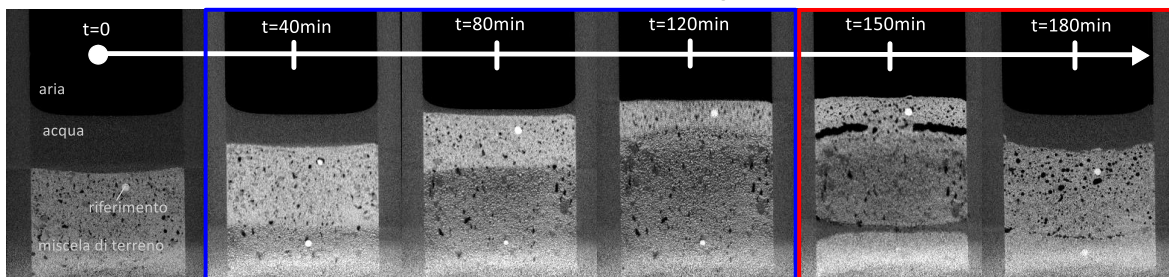
3. Risultati

In questo articolo si è deciso di riportare solamente i risultati delle prove relativi alla miscela con il 20% di caolino. Fig. 2 mostra una sequenza temporale di immagini ottenute sezionando verticalmente il volume della ricostruzione tridimensionale delle scansioni a raggi X del campione. Le immagini della prima e della seconda riga mostrano rispettivamente il primo e il secondo ciclo di congelamento e scongelamento. Durante il processo di congelamento, con il piatto congelante mantenuto a $T = -15^{\circ}\text{C}$, si può notare che il terreno ha assorbito gradualmente il film di acqua liquida lasciata in sommità, espandendosi di volume. Dopo 120 minuti, il terreno si è completamente congelato, quasi raddoppiando la sua altezza. Una volta spento il piatto congelante, lo scongelamento ha avuto inizio alle estremità superiore e inferiore del campione, a contatto con la temperatura ambiente ($\sim 24^{\circ}\text{C}$). A causa della gravità, la parte inferiore si è consolidata, riducendo sostanzialmente la sua porosità, mentre la parte superiore è rimasta sospesa, probabilmente anche a causa dell'attrito con le pareti laterali del contenitore in Perspex. Discontinuità dovute alla segregazione sono infatti apparse all'inizio dello scongelamento, quando la parte centrale del provino era probabilmente ancora congelata. Quando il materiale si è scongelato completamente, le discontinuità sono scomparse, a seguito di un collasso. Dopo un ciclo di congelamento-scongelo ($t = 180 \text{ min}$) il campione ha accumulato un sollevamento residuo, con un minor film d'acqua in sommità rispetto allo stato iniziale. Da un punto di vista micro-strutturale, il campione ha mostrato una significativa consolidazione della parte inferiore a scapito di una parte superiore più sciolta. Durante il secondo ciclo di congelamento, il film d'acqua in sommità è stato assorbito più velocemente, scomparendo già dopo 30 minuti. Tuttavia, il crio-sollevamento complessivo è risultato meno pronunciato nel secondo ciclo rispetto al primo.

1° ciclo:

stato iniziale scongelato

stato congelato



2° ciclo:

stato scongelato

stato congelato

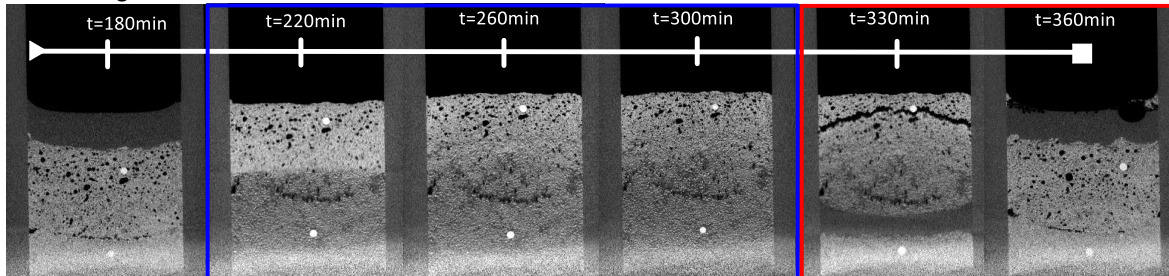


Fig 2. Sequenza temporale d'immagini rappresentanti la sezione verticale della ricostruzione 3D della scansione tomografica della miscela con il 20% di caolino.

4. Elaborazione d'immagini

Al fine di agevolare la tracciabilità della cinematica della microstruttura, cinque biglie di vetro di diametro pari a 1.6 mm sono state inserite nel terreno a diverse profondità. Queste biglie sono state utilizzate come punti di riferimento, e due di esse sono visibili nella Figura 2. Fig. 3(a) riporta l'evoluzione temporale dell'altezza del campione, del film di acqua e della coordinata verticale delle biglie di riferimento. Sebbene i due cicli di congelamento-scongelo imposti siano i medesimi, risulta subito evidente come l'andamento dei sollevamenti differisca tra i due cicli. Nel primo ciclo l'altezza del provino cresce gradualmente durante il congelamento e decresce velocemente durante lo scongelamento, mentre nel secondo ciclo la fase di sollevamento indotta dal congelamento risulta essere più veloce e quasi simmetrica rispetto a quella dello scongelamento. Internamente, la biglia di riferimento più prossima alla base (rif.5) sembra subire una variazione di quota inferiore rispetto ai riferimenti più vicini alla parte superiore del campione (e.g., rif.4), che subiscono spostamenti più grandi. Fig. 3(b) riporta gli stessi dati sotto forma di rapporto di crio-sollevamento definito come, $\eta = \Delta z/z_0$, dove Δz è la variazione di quota rispetto alla quota iniziale z_0 . Un maggior valore del rapporto di crio-sollevamento significa una maggiore deformazione di espansione di tale punto. La discrepanza tra i vari andamenti dell'evoluzione del crio-sollevamento dimostra che la deformazione all'interno del provino è tutt'altro che omogenea, con la parte centrale che tende a espandersi di più del materiale vicino alla base e alla sommità. Infatti, sono i riferimenti 3,4,5 a riportare i valori più alti del rapporto di crio-sollevamento, anche maggiori della superficie del terreno.

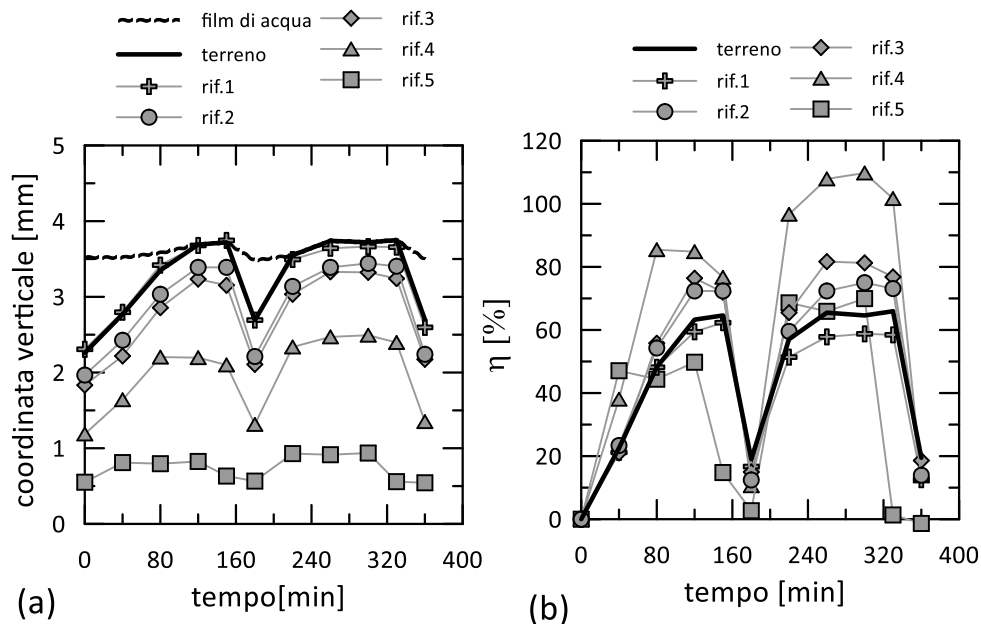


Fig 3. Evoluzione nel tempo (a) della quota verticale e (b) del rapporto di crio-sollevamento del terreno, del film d'acqua e dei punti di riferimento nel tempo.

Per osservare le variazioni locali di densità lungo l'altezza del provino sono stati costruiti dei profili del livello di attenuazione medio dei pixel con la profondità (vedi Fig. 4). Per ogni fetta orizzontale della ricostruzione tomografica 3D, corrispondente a una diversa coordinata verticale del provino, è stata valutata la media del valore dei pixel e plottata in funzione della corrispondente quota verticale. Un alto livello di attenuazione corrisponde a pixel più chiari e quindi a un materiale più denso. Viceversa, zone dell'immagine meno dense sono caratterizzate da un livello di attenuazione minore e un colore più scuro. In Fig. 4 i profili sono suddivisi per le quattro fasi: (a) primo congelamento, (b) primo scongelamento, (c) secondo congelamento e (d) secondo scongelamento. Il sistematico incremento dell'attenuazione che

si ha per quote tra gli 0 e i 6 mm è dovuto al disturbo dato dal piatto congelante metallico. Si osserva che le curve nere, che per ogni fase rappresentano lo stato stazionario completamente scongelato, sono sempre quelle che hanno un'attenuazione più elevata fino alla quota dei 20 mm circa. L'andamento dei profili durante i processi di congelamento (Fig. 4.a,c) mostra che il livello di attenuazione tende a ridursi per quote inferiori a 20 mm, a testimonianza di una riduzione di densità dovuta all'espansione volumetrica, e ad aumentare nella parte superiore del provino che nel frattempo si sta sollevando. Il colore più chiaro dei pixel che si osserva in Fig. 2 nella parte sommitale del provino, soprattutto per $t = 80$ min e 120 min, corrisponde a una porzione più densa di materiale, probabilmente dovuta all'esaurimento di acqua a disposizione in sommità che impedisce al terreno di espandersi come negli strati sottostanti. I processi di scongelamento (Fig. 4.b,d) vedono una prima riduzione abbastanza uniforme del livello di attenuazione lungo la profondità del provino. La formazione di discontinuità viene identificata dalla presenza di minimi locali nell'andamento del profilo. Successivamente, nell'ultima fase di scongelamento, si osserva un drastico cambio del livello di attenuazione della parte superiore dovuto al collasso della discontinuità e un nuovo incremento dell'attenuazione della parte inferiore.

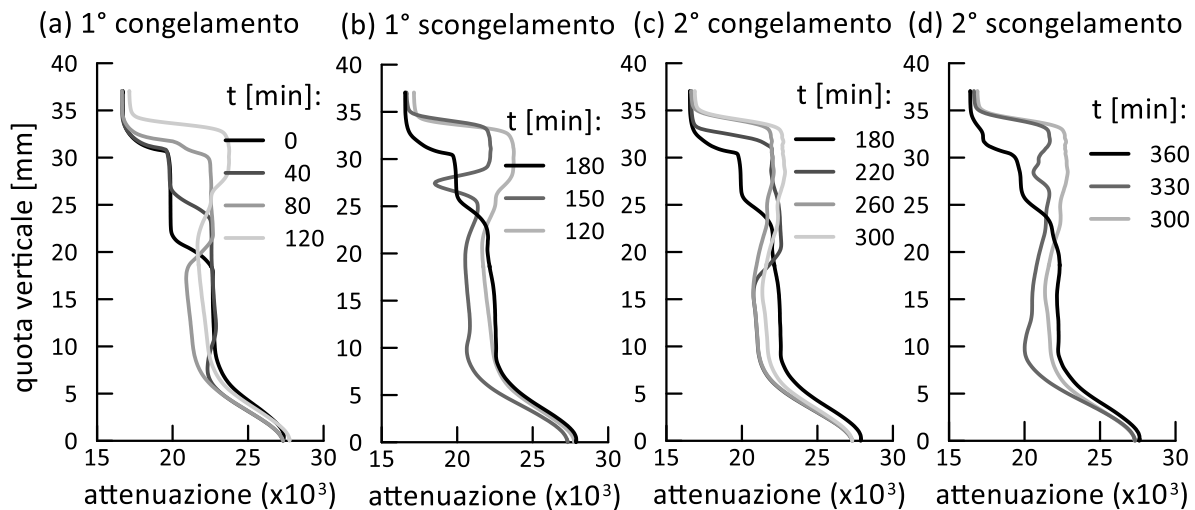


Fig 4. Profili del livello di attenuazione medio delle immagini lungo la profondità per le diverse fasi della prova: (a) primo congelamento, (b) primo scongelamento, (c) secondo congelamento, (d) secondo congelamento.

5. Conclusioni

Questo lavoro riporta alcuni risultati preliminari derivanti da un'ampia campagna sperimentale di prove di crio-sollevamento condotta all'interno di un tomografo a raggi X. L'analisi delle immagini tomografiche ha permesso di studiare l'evoluzione della microstruttura del materiale. Sia l'analisi della cinematica delle biglie di riferimento disposte all'interno della miscela a diverse altezze, sia l'interpretazione dei profili di attenuazione media dell'intensità dei pixel, hanno infatti rivelato come durante il processo di congelamento e scongelamento la risposta del materiale sia notevolmente eterogenea, con locali aumenti e riduzioni di densità che avvengono contemporaneamente in diverse zone del provino. La risposta della miscela di sabbia con il 20% di caolino in peso riportata in questo articolo è qualitativamente rappresentativa di tutte le miscele analizzate nella campagna sperimentale. Con l'aumentare della percentuale di fine, fenomeni come il crio-sollevamento, l'assorbimento dell'acqua durante il congelamento, la segregazione e il collasso durante lo scongelamento diventano più pronunciati.

Ringraziamenti

Gli autori ringraziano l'accesso ai servizi di EPOS-NL (<https://epos-nl.nl/>), che hanno finanziato le scansioni tomografiche a raggi X per 5 giorni presso TU Delft (Paesi Bassi).

Bibliografia

- Armstrong, M. D., Csathy, T. I. (1963). Frost design practice in Canada and discussion. *Highway Research Record*, (33).
- Everett, D. H. (1961). The thermodynamics of frost damage to porous solids. *Transactions of the Faraday society*, 57, 1541-1551.
- Hjort, J., Streletskiy, D., Doré, G., Wu, Q., Bjella, K., & Luoto, M. (2022). Impacts of permafrost degradation on infrastructure. *Nature Reviews Earth & Environment*, 3(1), 24-38.
- Taber, S. (1930). The mechanics of frost heaving. *The Journal of Geology*, 38(4), 303-317.
- Viglianti, A., Guida, G., & Casini, F. (2024). Freezing-thawing response of sand-kaolin mixtures in oedometric conditions. In *E3S Web of Conferences* (Vol. 544, p. 15002). EDP Sciences.



A NEW LABORATORY AS A PART OF AN EXPERIMENTAL RESEARCH PROGRAM INVOLVING PILE FOUNDATIONS

Chiara Iodice

Università degli Studi della Campania 'Luigi Vanvitelli'

chiara.iodice@unicampania.it

Abstract

The availability of experimental data is fundamental to understand the behaviour of pile foundations and for providing validation of design approaches. Carrying out field tests is not an easy task mainly due to the difficulty in finding proper testing devices and to the high experimental costs and thereby small-scale tests are often preferred. The work presents a new laboratory for the investigation of the behaviour of model energy piles subjected to cyclic thermo-mechanical loads. The main features of pile casting, model preparation and instrument installation are presented. The experiments are ongoing. However, some preliminary results are provided herein.

1. Introduction

In routine engineering, the evaluation of the performance of pile foundations is usually carried out by means of simple design tools. Nevertheless, several simplifying assumptions or conservative choices are sometimes necessary since some key features of the foundation behaviour are still difficult to be implemented.

The available tools often consist in rules of thumb (e.g., Mandolini et al., 2005) or are the outcome of analytical or numerical studies (e.g., Di Laora et al., 2019; de Sanctis and Mandolini, 2006), which however should be validated experimentally (e.g., de Sanctis et al., 2021). Therefore, the disposal of data collected via in-situ or laboratory testing is crucial. In this context, during last years the research at the Università della Campania has primarily been devoted to the development of practice-oriented approaches to be employed in the routine design of pile foundations (e.g., Iodice et al., 2020, 2023a and b, 2024; Di Laora et al., 2022; Cesaro et al., 2024) accompanied by some experimental activities for validation purpose. In particular, the experimental program has involved: (1) centrifuge tests on model reinforced-concrete piles to understand the behaviour of single piles and pile groups under generalized loading conditions, including inclined eccentric loads of cyclic nature, embedded in clay and sand; (2) an extensive real scale experimental campaign on single piles, pile groups and piled rafts under multicomponent (vertical and inclined eccentric) dynamic and static (at failure) loads, to measure the raft contribution; (3) small scale experiments on model energy piles subjected to combined thermo-mechanical loads both isolated and in group configuration to understand the cyclic behaviour of such systems in terms of permanent displacements and additional loads.

While the activity (1) has been already completed and data are being processed (Iovino et al., 2023), activity (2) is at the design stage and will be accomplished within the next 6 months. The present note will focus on the ongoing experimental investigation involving energy piles. The idea of equipping piles using heat-exchanger pipes to exploit the geothermal energy dates back to the '80s when energy piles were first used as foundations of some buildings in Austria and Switzerland (Brandl, 2006). The increase in the use of these systems pushed researchers towards the study of the performance of energy

foundations by employing several approaches including small-scale modelling (e.g., Nguyen et al., 2017, 2019; Wu et al., 2018; Zhao et al., 2020). Although the limitations of such an approach are well recognized, the advantages of testing reduced size foundations are manifold. Therefore, a new laboratory has been established at the Department of Engineering, Università della Campania, where: (i) model piles are assembled with steel tubes, plastic pipes, instruments and then cast in proper moulds; (ii) sand is poured in a plexiglass box; (iii) piles are placed in the box according to the selected configurations; (iv) instruments are calibrated and put in place; (v) thermo-mechanical tests are carried out simultaneously recording all data from the instruments. In the following, after detailing the necessary equipment and model preparation stages, some preliminary results are furnished.

2. Model preparation and preliminary results

The model foundations are 9 and consist of 3 single piles and 6 groups of 3×3, 2×2, 1×3, 1×3 at larger spacing, 5 piles and 5 piles at large spacing (Figure 1a and b). The piles in the group are connected through a raft clear from the soil (Figure 1c and d). These foundations are placed in a box having dimensions 2.5×1.0×1.0 m and are embedded in sand which is poured manually to get a relative density of about 25%. During the thermo-mechanical tests, the axial load is applied by means of dead loads to simulate a certain amount of axial force, while the thermal cycles are imposed forcing water to circulate inside the pipes, buried in the model piles, through a refrigerated and heating bath circulator.

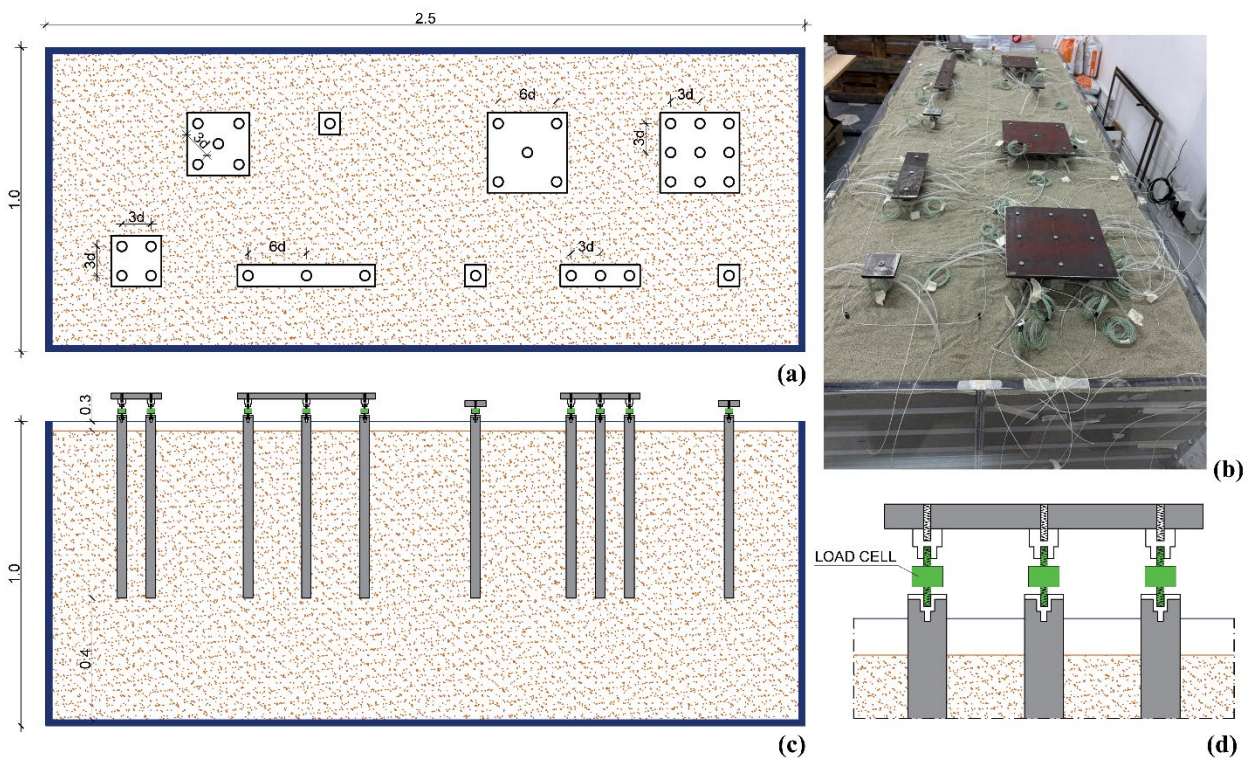


Figure 1. Foundation layout: (a) plan view; (b) photo of the assembled box; (c) lateral view; (d) detail of load cell connection at pile head.

2.1 Pile casting

The model piles are cast using 3 moulds which have been designed and manufactured ad hoc. Each mould is made of plexiglass and is composed by different parts to facilitate the assembly, casting and demoulding of piles. In particular, the vertical structure consists of 2 sheets having thickness of 3 cm (for a total of 6 cm), height of 63 cm and length of 37 cm, shaped to form cylinders with a diameter of 3.2 cm (Figure 2a and b). The 2 sheets are joined transversally through screws inserted into holes on

both sides (Figure 2c). At 4.5 cm from the lower base, the 2 sheets are cut and, near this separation, 6 holes are drilled (1 cm on each side of the cut portions, for a total length of 2 cm) necessary for placing some fasteners to connect the lower part with the upper one and guarantee the verticality of the whole. This separation was essential to facilitate the demoulding phase. As concerns the base, the sheets are connected to a plexiglass plate (length of 43 cm, width of 11 cm and thickness of 3 cm) through screws inserted in 6 holes (Figure 2d).

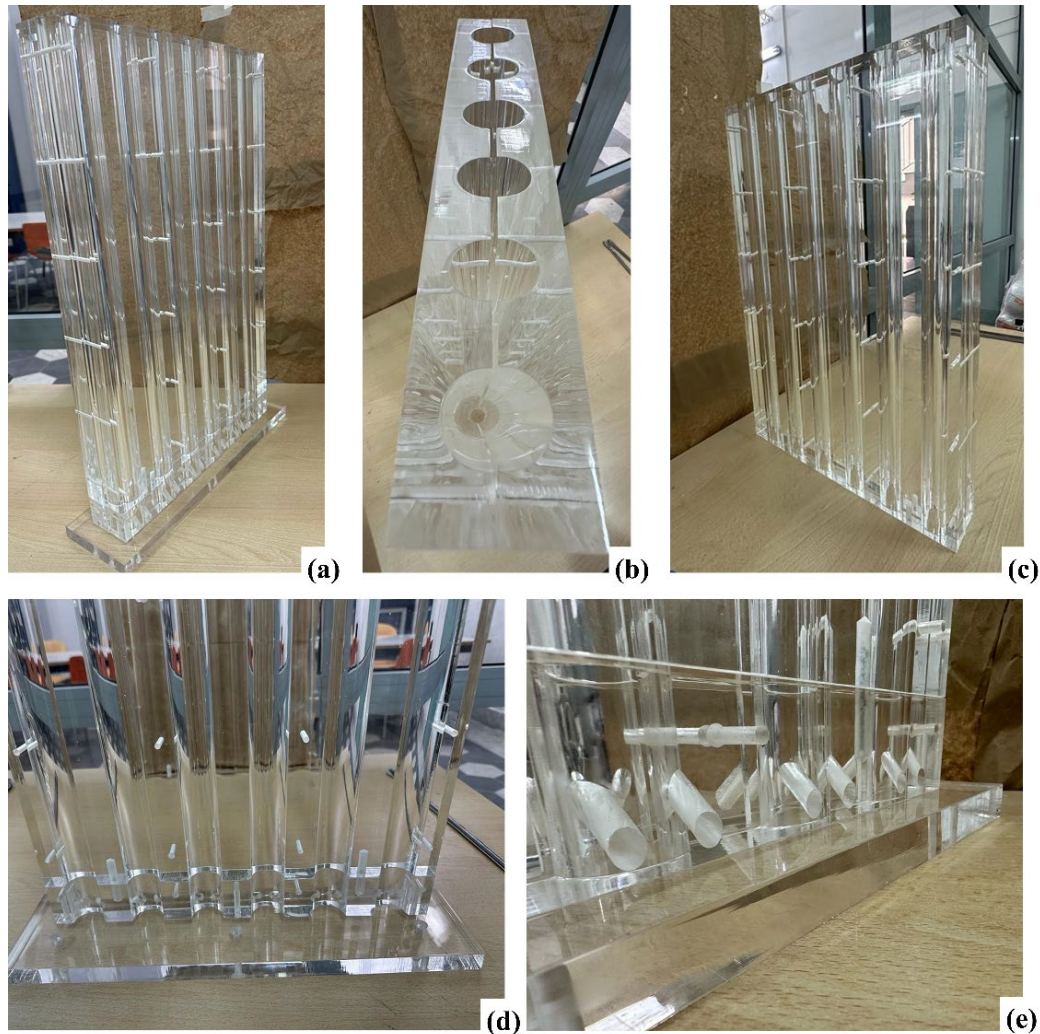


Figure 2. Mould for pile casting

The model piles are made up of a central steel tube, one loop of plastic pipes for water circulation, another loop of plastic pipes for the installation of an optical fiber sensor and some additional sensors attached to the steel tube (Figure 3a). The plastic pipes are arranged in U-shape, moreover some steel caps are also positioned on the base of the mould, which are designed and manufactured to accommodate the load cells at the pile heads (Figure 3b). First, this central core is introduced into the lower part of the mould (Figure 3a). The plastic pipes exit the mould by means of 4 holes drilled near the base of each cylinder, which are inclined with respect to the horizontal and the vertical directions by about 45° to facilitate the demoulding phase (Figure 2e). Finally, the mould is completed by closing it with the upper part via the 6 fasteners, some external clamps are also added (Figure 3c). It is noted that, in this configuration pile head corresponds to the side where the steel cap is put in place, while the tip is in the uppermost part of the mould.

Pile casting is carried out manually from top to bottom by injecting a cement mortar inside the cylindrical holes of the mould. The mix design of the mortar and the injection methods are calibrated in

such a way as to prevent the leakage of the material during casting through the holes of the mould (Figure 3d). 5 curing days are proven sufficient before demoulding. To improve friction at pile-soil interface, after the demoulding, piles are covered with a film of the same sand as that used to fill the box.

Each pile, having final length and diameter of 63 cm and 3.2 cm, respectively, is installed before concluding sand pouring. This is done by means of slides provided with holes to guarantee pile verticality during the installation. In particular, the tip is first inserted in a short layer of sand (about 10 cm) then the box is filled with the remaining sand up to its top.



Figure 3. Pile casting

2.2 Instruments

Figure 4 shows the configuration of the experiments carried out on the single pile with highlighted the position of some instruments and of the weights used for the application of the dead load.

Distributed optical fibers and local thermocouples are installed inside each pile to monitor temperature, moreover an optical fiber sensor, allocated in the plastic pipes, is also used for strains. The load at pile heads is recorded by means of load cells which are screwed inside pile caps and in threaded holes on the side of the raft connecting pile heads. Displacements are monitored using Linear Variable Displacement Transducers (LVDT) which are attached to a small steel frame integrated on the box. The soil temperature is monitored with optical fibers placed at various depths. Air temperature is also recorded using a thermocouple. The data acquisition system was developed ad hoc in such a way as to continuously and simultaneously log all the instruments installed.

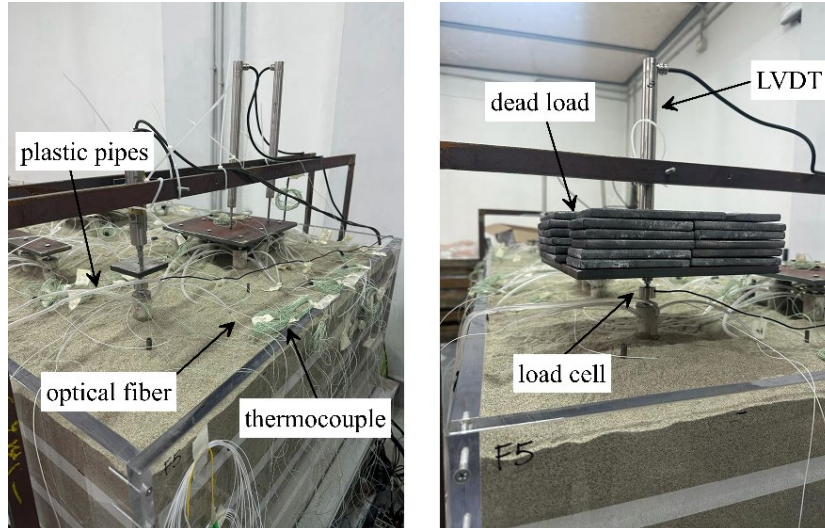


Figure 4. Instruments

2.3 Tests of on the pile group of 5 piles

The results shown in Figure 5 at the model scale refer to the thermal test carried out on the group of 5 piles by cyclically changing the temperature of the central pile (pile n.5 - P5 - Figure 5a) from about 22°C (room temperature) to about 24° C in heating and 16° C in cooling, for a total number of 3 thermal cycles (Figure 5b).

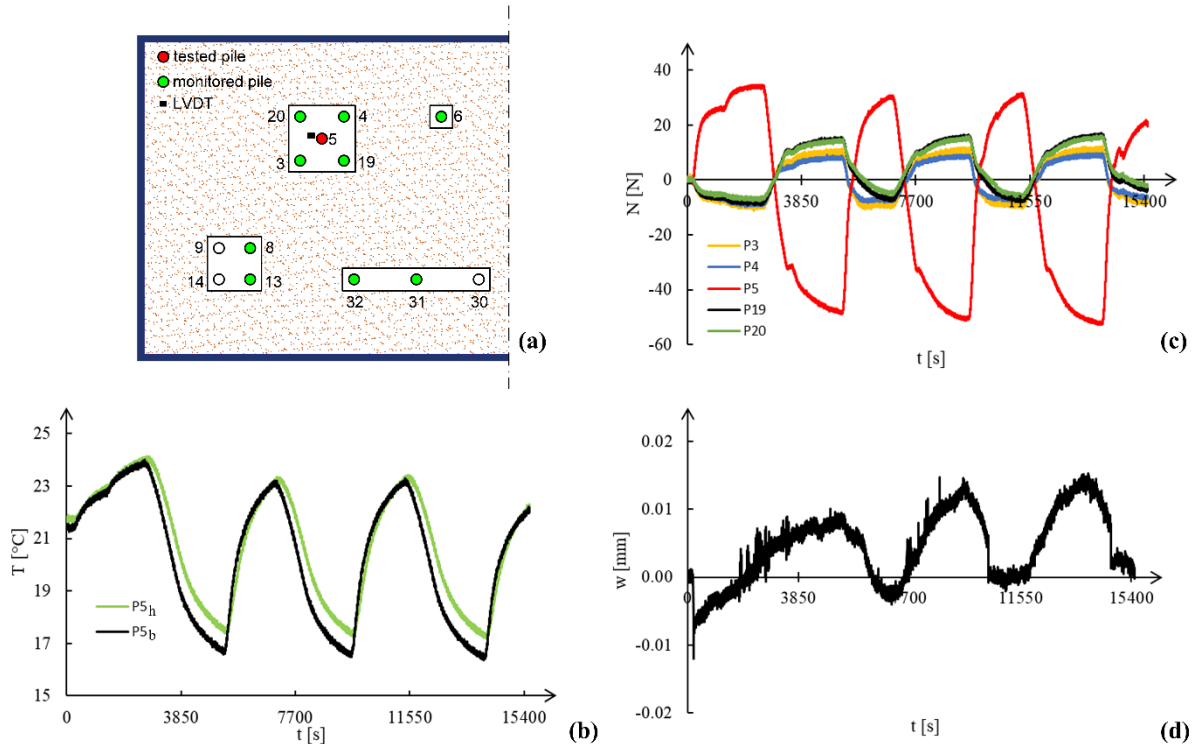


Figure 5. Data from a test on the group of 5 piles: (a) layout; (b) thermal path imposed to pile P5; (c) variation of the head load; (d) variation of the group displacement.

The temperature is shown at 2 locations along the active pile (P5), namely at about 9.5 cm (P5_h) and 52 cm (P5_b) from pile head (Figure 5b). The temperature is monitored for all the other piles belonging to the same group as well as in the neighbouring piles (Figure 5a), in the soil and in the room (not reported here for space limitation). It is noted that the axial load at the head of the active pile is equal to the sum

of the loads at the head of the other inactive piles (Figure 5c) since the global thermally-induced axial load on the foundation top must be zero to satisfy the vertical equilibrium. No displacement accumulation is observed after 3 cycles (Figure 5d), yet such behaviour cannot be extrapolated to the long-term performance under cyclic loading.

3. Future developments and conclusion

The results presented herein are preliminary and are derived from tests which should be intended as a first effort to highlight and sort out potential experimental drawbacks before proceeding with an extensive testing phase. The latter will involve a large amount of thermo-mechanical cyclic tests including eccentric and possibly inclined loads of different magnitude. The aim is to study the effect of various pile layouts in terms of spacing and/or number of piles on the development of displacements and cyclic loads along the pile. Moreover, also the thermal interaction between piles will be investigated. The data collected from the experiments will serve as validation for existing solution and for the development of new design criteria and rules of thumb to help the practitioners in routine design.

References

- Brandl H. (2006). "Energy foundations and other thermo-active ground structures", *Géotechnique*, 56(2), 81-122.
- Cesaro R., Di Laora R., Iodice C., Mandolini, A. (2024). "Interaction domains for capacity-and performance-based design of pile groups", *Acta Geotechnica*, 1-20.
- de Sanctis L., Mandolini A. (2006). "Bearing capacity of piled rafts on soft clay soils", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 132(12), 1600-1610.
- de Sanctis L., Di Laora R., Garala T.K., Madabhushi S.P.G., Viggiani G.M.B., Fagnoli P. (2021). "Centrifuge modelling of the behaviour of pile groups under vertical eccentric load", *Soils and Foundations*, 61(2), 465-479.
- Di Laora R., de Sanctis L., Aversa S. (2019). "Bearing capacity of pile groups under vertical eccentric load", *Acta Geotechnica*, 14, 193-205.
- Di Laora R., Iodice C., Mandolini A. (2022). "A closed-form solution for the failure interaction diagrams of pile groups subjected to inclined eccentric load", *Acta Geotechnica*, 17(8), 3633-3646.
- Iodice C., Di Laora R., Mandolini A. (2020). "Analytical solutions for ultimate limit state design of thermal piles", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 146(5), 04020016.
- Iodice C., Di Laora R., Mandolini A. (2023a). "A practical method to design thermally stressed piles", *Géotechnique*, 73(1), 30-43.
- Iodice C., Iovino M., Di Laora R., de Sanctis L., Mandolini A. (2023b). "A macro-element for pile groups subjected to vertical eccentric load". In National Conference of the Researchers of Geotechnical Engineering, Italy, pp. 210-217. Cham: Springer Nature Switzerland.
- Iodice C., Iovino M., Di Laora R., de Sanctis L., Mandolini A. (2024). "A strain-hardening macro-element model for pile groups under vertical–horizontal-moment loading", *Acta Geotechnica*, 1-15.
- Iovino M., Iodice C., Alagha A., Viggiani G.M. (2023). "Centrifuge Experiments Dealing with Monotonic and Cyclic Loads on Pile Foundations in Sand". In National Conference of the Researchers of Geotechnical Engineering, Italy, pp. 671-678. Cham: Springer Nature Switzerland.
- Nguyen V.T., Tang A.M., Pereira J.M. (2017). "Long-term thermo-mechanical behavior of energy pile in dry sand", *Acta Geotechnica*, 12, 729-737.
- Nguyen V.T., Wu N., Gan Y., Pereira J.M., Tang A.M. (2019). "Long-term thermo-mechanical behaviour of energy piles in clay", *Environmental Geotechnics*, 7(4), 237-248.
- Mandolini A, Russo G, Viggiani C. (2005). "Pile foundations: Experimental investigations, analysis and design". In Proc. 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Japan, pp. 177-213. IOS Press.
- Wu D., Liu H.L., Kong G.Q., Ng C.W.W., Cheng X.H. (2018). "Displacement response of an energy pile in saturated clay", *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Geotechnical Engineering*, 171(4), 285-294.
- Zhao R., Leung A.K., Vitali D., Knappett J.A., Zhou Z. (2020). "Small-scale modeling of thermomechanical behavior of reinforced concrete energy piles in soil", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 146(4), 04020011.



STUDIO SPERIMENTALE IN PICCOLA SCALA DEL RIBALTAMENTO DI APPARATI RADICALI SEMPLIFICATI IN CONDIZIONI DI PARZIALE SATURAZIONE

Giacomo Marrazzo

Politecnico di Milano, Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale
giacomo.marrazzo@polimi.it

Andrea Galli

Politecnico di Milano, Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale
andrea.galli@polimi.it

Sommario

La sicurezza nei confronti dei fenomeni di caduta alberi, di particolare interesse specie in ambito urbano, richiede un approccio fortemente interdisciplinare, e l'Ingegneria Geotecnica può dare un significativo contributo allo studio dei fenomeni di interazione meccanica tra radici e terreno, utili allo studio della resistenza al ribaltamento di piante ad alto fusto. In questa ottica, la nota presenta i risultati preliminari di una campagna di prove in piccola scala che, in particolare, studia l'effetto della parziale saturazione sul comportamento ciclico di un prototipo semplificato di apparato radicale. Tali risultati possono, in prospettiva, contribuire a migliorare le tecniche di interpretazione di prove per la valutazione della stabilità di alberi alla scala reale.

1. Introduzione

La valutazione della stabilità di alberi rappresenta un aspetto importante nella prevenzione e nella mitigazione del rischio in aree urbane, colpite da eventi meteorologici sempre più intensi e frequenti, indotti dal cambiamento climatico in atto. Nella pratica, la stabilità di alberi è comunemente investigata da professionisti agronomi tramite procedure di Visual Tree Assessment (VTA; Mattheck e Breloer, 1994) o mediante prove non distruttive eseguite direttamente in sito. Tra queste ultime, le più diffuse sono prove di trazione ("pulling tests") che prevedono l'imposizione di una forza suborizzontale F monotonamente crescente (applicata ad un'altezza h pari a circa 1/3 di quella dell'albero, tramite una fune e un paranco; Figura 1a), con registrazione delle rotazioni φ indotte alla base del tronco. Al fine di evitare danni alla pianta, la prova è in genere limitata a valori di rotazione pari 0.25° e la stima del valore ultimo F_L della forza resistente è ottenuto mediante interpolazione dei dati registrati, secondo la procedura proposta da Wessolly e Erb (1998; Figura 1b) calibrata empiricamente su circa 400 prove di trazione condotte fino a completo ribaltamento. Tale procedura non tiene però debitamente in conto la tipologia di pianta, la sua geometria, né le caratteristiche di resistenza e umidità del terreno. Quest'ultimo aspetto, in particolare, non è ancora stato del tutto chiarito nemmeno in ambito scientifico. In Letteratura, infatti, prove su alberi in vera grandezza (eseguite fino a completo ribaltamento) suggeriscono che solo in condizioni di quasi completa saturazione del terreno si ha una sensibile riduzione nella curva di resistenza al ribaltamento (Défossez et al., 2021), mentre alcune esperienze di laboratorio su prototipi di alberi in scala ridotta e modelli semplificati mostrano una certa influenza del grado di saturazione sulla risposta meccanica del sistema (Galpathage et al. 2018; Zhang et al., 2020 e 2022). Il problema certamente richiede un approccio altamente interdisciplinare (Marrazzo et al., 2023), ma la ricerca in

ambito geotecnico può fornire un valido contributo a chiarire alcuni aspetti, in particolare inerenti ai meccanismi di ribaltamento della zolla radicale. Questi possono infatti essere assimilati al collasso per ribaltamento di fondazioni dirette, soggette a una combinazione di forze verticali (V), orizzontali (H) e momenti ribaltanti (M) fortemente eccentrica, ove l'effetto di ancoraggio delle radici nel terreno circostante gioca un ruolo determinante.

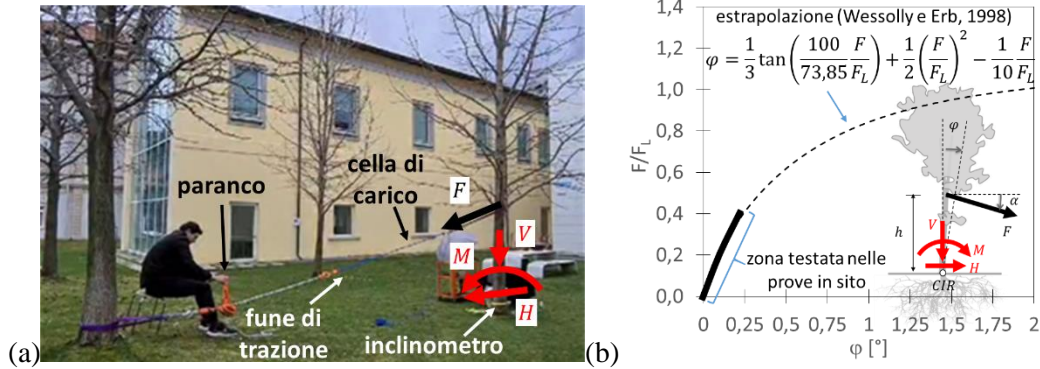


Fig 1. (a) esecuzione di prova di trazione con paranco manuale presso il Politecnico di Milano - Polo Territoriale di LC; (b) schema della prova di trazione e interpretazione mediante la procedura di Wessolly e Erb (1998).

La presente nota, adottando un modello in piccola scala, si propone di studiare sperimentalmente il comportamento a ribaltamento di prototipi semplificati di apparati radicali, investigando in particolare l'influenza del valore di contenuto di acqua nel terreno sulla rigidità della curva di ribaltamento in cicli di carico-scarico. Tale aspetto può essere infatti di particolare importanza per l'interpretazione di prove di trazione alla scala reale. Come schematizzato in Figura 1b, infatti, la porzione della curva usualmente investigata durante prove in sito è molto ridotta (per limitare possibili danni alle piante); l'equazione di Wessolly e Erb (1998), inoltre, introduce come unico parametro di interpolazione il valore limite della forza ribaltante F_L . Da un punto di vista strettamente meccanico, le usuali prove di trazione appaiono quindi essenzialmente rappresentative dalla rigidità media del sistema.

2. Apparato sperimentale e preparazione del prototipo

Il prototipo impiegato è stato concepito con l'obiettivo di riprodurre, seppur in modo semplificato, le caratteristiche essenziali di un apparato radicale sviluppatosi prevalentemente lungo un piano orizzontale (senza cioè significative componenti di radici "a fittone"), dal momento che questa è la geometria che interessa la maggior parte dei casi di ribaltamento osservati. Tali apparati radicali hanno una capacità di resistenza legata per lo più alla rigidità flessionale delle radici principali e allo sfilamento delle radici secondarie. Nel prototipo si è deciso quindi di concentrare il comportamento flessionale in un unico elemento cilindrico in legno (diametro 10 mm e lunghezza 80 mm, su ciascun lato) e simulare la resistenza allo sfilamento fissando a questo una rete in gomma, (area di circa 230 cm², su ciascun lato), perfettamente flessibile e assialmente rigida (si veda anche Marsiglia et al., 2022). L'asta in legno è stata inserita nella mezzeria di una trave (32×32×150 mm), che simula l'effetto dell'appoggio della base dell'albero sul terreno e consente la connessione al sistema di carico (Figura 2a). Questo è costituito da due serbatoi (ciascuno con una capacità di 2 litri e inizialmente riempiti con 1 litro di acqua), alloggiati su una piastra in legno ad una distanza di 165 mm dall'asse baricentrale del modello. I due serbatoi sono collegati tra loro mediante una pompa peristaltica; in funzione della differenza dei pesi dell'acqua, controllata dal senso di rotazione della pompa con portata costante pari a circa 1,1 ml/s, è possibile applicare al sistema valori crescenti o decrescenti di momento ribaltante M , a carico orizzontale H nullo e carico verticale V costante (pari alla somma del peso $P_0 = 1,25$ kg e dell'acqua nei serbatoi $P_1 + P_2 = 2$ kg). La rotazione del sistema è stata misurata tramite un inclinometro con frequenza di acquisizione pari a 10 Hz. Il modello è stato posizionato su di uno strato uniforme di 120 mm di sabbia del Ticino mediamente addensata ($D_R \approx 60\%$, $G_S = 2.5$; $n = 39,7\%$; $\gamma_{dry} = 14,8$ kN/m³;

$\gamma_{sat}=18,68\text{kN/m}^3$), depositato per pluviazione in un contenitore rigido delle dimensioni di $340\times150\times210\text{ mm}$. Uno strato di copertura di sabbia di 30 mm viene poi depositato su entrambi i lati del modello, al fine di interrare completamente l'apparato radicale (Figura 2b e c; Galli et al.,2023).

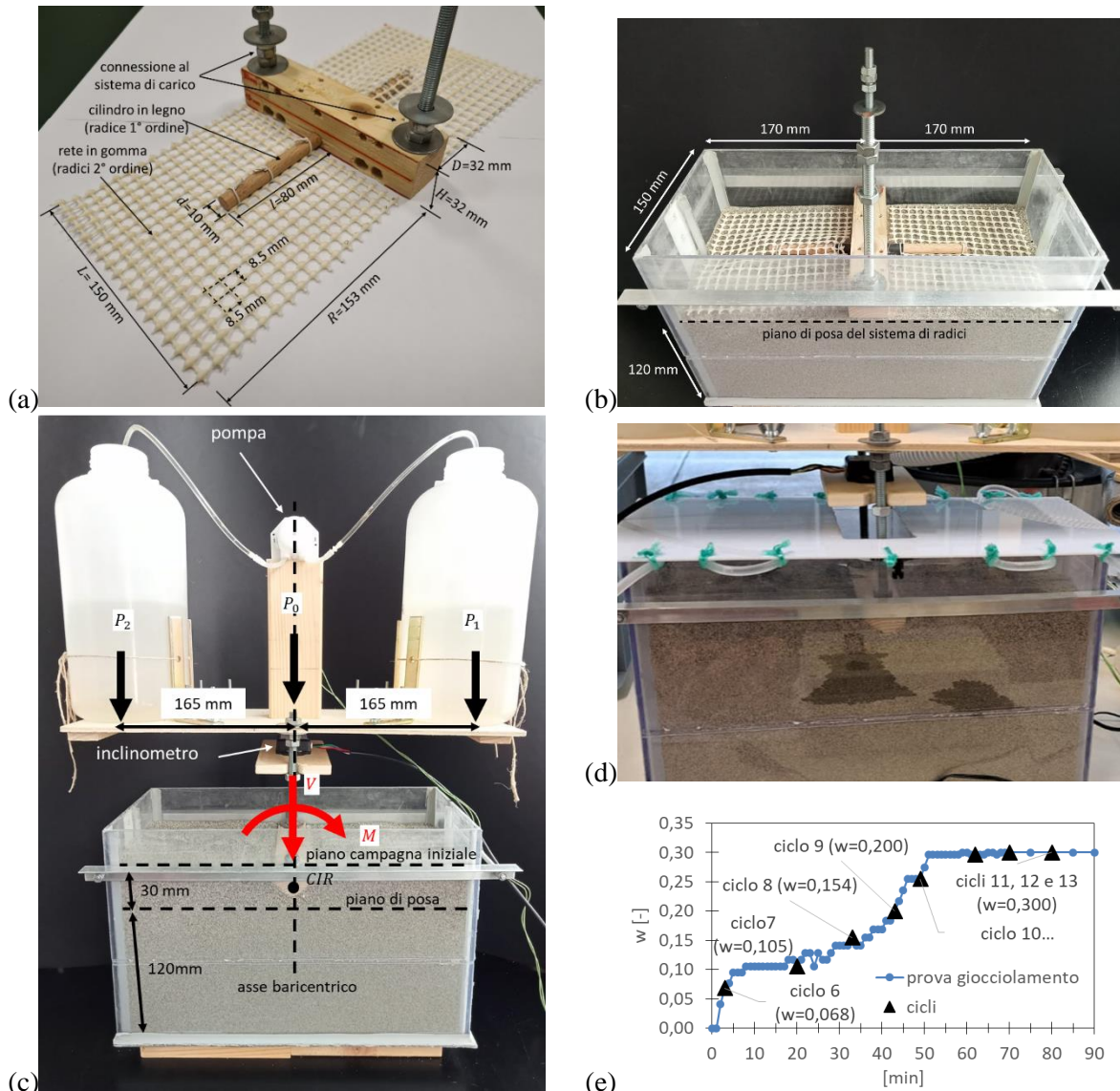


Fig 2. (a) vista del prototipo di apparato radicale (da Galli et al., 2023); (b) posizionamento del prototipo prima del ricoprimento; (c) vista d'insieme del prototipo a inizio prova; (d) dettaglio del sistema di gocciolamento durante la prova di imbibizione; (e) curva di imbibizione per il modello.

Al fine di ricreare condizioni diverse di parziale saturazione, una prova di gocciolamento dall'alto (con portata di acqua pari a circa $1,2\text{ ml/s}$, uniformemente distribuita sulla superficie della sabbia; Figura 2d) è stata preliminarmente condotta sul modello, con due sensori di contenuto di acqua, opportunamente installati al di sotto del piano di posa delle radici (non riportati qui per brevità). Questi hanno consentito di determinare una curva di progressiva imbibizione, in funzione del tempo di gocciolamento (Figura 2e), fino al raggiungimento della completa saturazione ($w_{sat}=30\%$), dopo circa 50 minuti. Tale curva è stata impiegata per progettare la prova di carico ciclica descritta nel seguito.

3. Descrizione prove

Sono state eseguite quattro prove sperimentali, a velocità di carico sufficientemente bassa da poter essere considerate quasi-statiche: (i) carico monotono in condizioni di materiale completamente secco; (ii)

dieci cicli di carico-scarico in condizioni secche; (iii) cinque cicli di carico-scarico in condizioni secche, seguiti da un carico monotono fino a ribaltamento; (iv) cinque cicli in condizioni secche (cicli 1-5), seguiti da otto cicli umidi (cicli 6-13, rispettivamente a valori di contenuto di acqua pari al 6.8%, 10.5%, 15.4%, 20%, 25.5% e gli ultimi tre al 30%; Figura 2e) eseguiti dopo l'avvio del sistema di gocciolamento. Nel dettaglio, la prova (i) ha consentito di avere una stima preliminare del valore di resistenza massima al ribaltamento e di scegliere l'ampiezza dei cicli nelle successive prove. In particolare, si sono scelti cicli di ampiezza pari a 1/3 del valore di resistenza massima (quindi fattore di sicurezza circa pari a 3), rappresentativi di una condizione usualmente ritenuta di completa sicurezza per l'albero. La prova (ii) è stata invece eseguita per studiare il comportamento ciclico del sistema, verificarne la stabilità e il raggiungimento di una condizione reversibile-pseudoelastica. Si ritiene infatti che ciò sia maggiormente rappresentativo delle condizioni in sito, ove gli alberi, esposti a fenomeni esterni, hanno certamente sperimentato valori di precarico non trascurabili. La prova (iii) è stata eseguita per quantificare l'effetto della fase ciclica sull'addensamento del terreno attorno alle radici e sui valori di resistenza al ribaltamento. Sulla base delle prove precedenti, infine, la prova (iv) è stata progettata per avere una prima fase ciclica che consenta di raggiungere condizioni di comportamento pseudoelastico, per poi attivare il sistema di gocciolamento e verificare come cambiano le caratteristiche dei cicli (in particolare la rigidità) all'aumentare del contenuto di acqua, e il valore di resistenza al ribaltamento una volta raggiunta la completa saturazione. I risultati sono espressi nel seguito in termini di rotazione φ [°] del modello e momento ribaltante M [Nm/m] applicato dal sistema di carico, espresso per unità di lunghezza fuori piano della trave di appoggio, così da rendere idealmente il sistema assimilabile ad una fondazione nastroforme equivalente, soggetta a un carico fortemente eccentrico. Per tutte prove si è assunto una velocità di carico (o scarico, ove previsto) pari a circa 1,4 Nm/m/min.

4. Risultati sperimentali

I risultati delle quattro prove sono riassunti in Figura 3a, dove si evidenzia come la prova (i) abbia mostrato un valore di resistenza ultima di poco inferiore a 15 Nm/m. L'ampiezza dei cicli per le prove successive è quindi stata stabilita pari a circa 4,2 Nm/m. La prova (iii), eseguita in condizioni nominalmente identiche, ma prevedendo una fase iniziale di cinque cicli, mostra un comportamento coerente con la precedente, anche se presenta una risposta complessivamente più rigida nella successiva fase di carico monotono e un valore di resistenza massima leggermente superiore a 16 Nm/m. Tali differenze possono essere dovute (in parte) a errori nella preparazione del prototipo, ma anche ad un effetto di progressiva compattazione del terreno dovuto alla iniziale fase ciclica. La prova (iv) mostra un significativo incremento della rotazione accumulata durante la fase ciclica e una marcata riduzione del valore di resistenza ultima in condizioni di completa saturazione, sceso a circa 12 Nm/m (riduzione di quasi il 30% rispetto alle condizioni secche). La Figura 3b mostra un confronto di dettaglio tra la prova (ii) e la parte ciclica della prova (iv), ove si riconosce come in condizioni secche (per i valori di carico qui raggiunti) il comportamento ciclico sia essenzialmente stabile, con una minima tendenza all'accumulo di rotazioni, mentre in condizioni umide (durante il progressivo aumento del contenuto di acqua) si abbia un marcato aumento del valore della rotazione accumulata. Si nota anche che i cicli sono in questo caso caratterizzati da comportamento piuttosto irregolare, con in qualche caso repentini "salti" nel valore delle rotazioni, associati probabilmente a effetti di sprofondamento locale del sistema di radici, indotti da una aumentata fragilità del sistema. Tali effetti locali non erano invece stati osservati nella prova (ii) poiché in condizioni secche la risposta del materiale è in genere caratterizzata da maggior duttilità.

Le figure 3c e d presentano invece il confronto tra singoli cicli delle prove (ii) e (iv). In particolare, la Figura 3c mostra, a titolo di esempio, il terzo ciclo delle due prove (in condizioni nominalmente identiche, poiché la fase di gocciolamento per la prova (iv) inizia solo dal ciclo 8). La buona corrispondenza prova la sostanziale riproducibilità delle condizioni di prova. La Figura 3d mostra infine il confronto tra il ciclo 10 della prova (ii) e il ciclo 13 della prova (iv), ottenuto in condizioni di completa

saturazione. In Figura 3e-f, per completezza, sono mostrate due viste al termine della prova (iii), ove si nota la fuoriuscita della rete e della radice dal terreno nella zona di monte (a significare il completo sfilamento delle radici secondarie e il sollevamento della primaria), con sprofondamento delle radici nella zona di valle. Al fine di quantificare la rigidezza dei cicli (per l'ampiezza ΔM imposta durante la fase di carico), per ogni ciclo è stato valutato il valore della massima escursione $\Delta\phi$ nella rotazione, in modo da definire la rigidezza media come $K = \Delta M / \Delta\phi$ (Figura 3c).

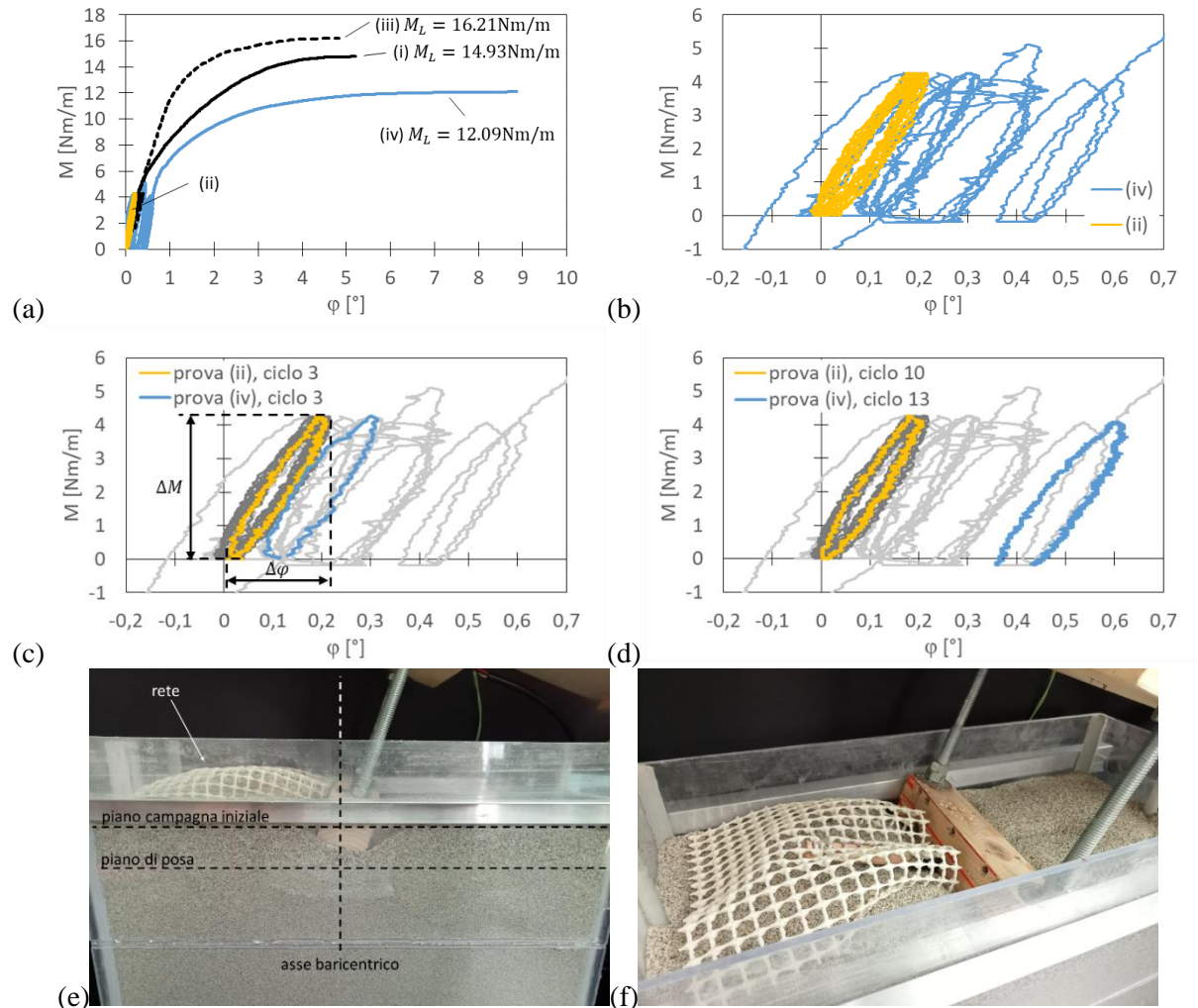


Fig 3. (a) curve $M - \phi$ per le prove (i), (ii), (iii) e (iv); (b) dettaglio sulla fase ciclica per le prove (ii) e (iv); (c) confronto tra il ciclo 3 per le prove (ii) e (iv); (d) confronto tra il ciclo 10 della prova (ii) e il ciclo 13 della prova (iv); (e-f) viste del prototipo a completo ribaltamento al termine della prova (iii).

5. Discussione

I valori di rigidezza così calcolati per i cicli delle prove (ii) e (iv) sono riassunti in Figura 4 insieme, per quest'ultima prova, ai valori di contenuto d'acqua w rappresentativo di ciascun ciclo. Come già osservato, la fase ciclica della prova (ii) ha consentito di raggiungere una condizione pseudostabile per il modello, con rigidezze che dopo 3-4 cicli si assestano su valori di circa 20 Nm/m°. Per questo motivo la prova (iv) ha previsto una fase iniziale di cinque cicli in condizioni secche, così da raggiungere una condizione analoga, con valori di rigidezza simili a quelli della prova (ii). A partire dal quinto ciclo, poi, con la progressiva imbibizione del terreno, i valori di rigidezza mostrano per la prova (iv) un evidente trend decrescente, fino ad attestarsi al decimo ciclo su valori inferiori a 15 Nm/m° (con una diminuzione di quasi il 30% rispetto alle condizioni secche). I tre cicli in condizioni di completa saturazione (cicli 11, 12 e 13 della prova (iv)) sembrano infine mostrare una lieve ripresa, probabilmente segno che il

sistema si sta assestando su di una nuova configurazione pseudostabile.

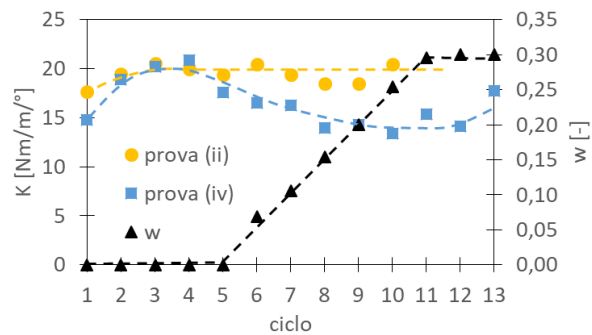


Fig 4. Confronto tra i valori di rigidezza dei cicli per le prove (ii) e (iv); per quest'ultima si riporta anche l'andamento del contenuto d'acqua nel modello.

6. Conclusioni

La nota ha mostrato i risultati di una campagna preliminare di prove in piccola scala su un prototipo semplificato di apparati radicali. Si è studiato in particolare l'effetto del contenuto d'acqua sulla rigidezza dei cicli di carico-scarico, considerando ampiezze dei cicli pari 1/3 della resistenza in condizioni secche. I dati mostrano una progressiva riduzione della rigidezza dei cicli (fino a circa il 30%, per il modello qui assunto) al crescere del valore di contenuto di acqua. I cicli paiono anche caratterizzati da una maggior irregolarità, dovuta probabilmente allo sviluppo di una risposta localmente più fragile del terreno. Anche il valore della resistenza ultima a completa saturazione mostra una netta riduzione (circa il 20%) rispetto alle condizioni secche. Questi risultati suggeriscono quindi che variazioni nel contenuto di acqua nel terreno, dovute ad esempio ad effetti stagionali o di improvvise e intense precipitazioni, può portare a significativi errori nella interpretazione di prove di trazione su alberi in vera grandezza.

Ringraziamenti

Le prove sono state condotte presso il Laboratorio di Analisi e Modellazione Geotecnica (GeoT-LAM) presso il Polo Territoriale di Lecco del Politecnico di Milano. Il lavoro è sviluppato nel quadro di un accordo di collaborazione Scientifica con Università di Milano-Bicocca, University of Dundee e Agro Service s.r.l.

Bibliografia

- Défossez, P., Veylon, G., Yang, M., Bonnefond, J. M., Garrigou, D., Trichet, P. & Danjon, F. (2021). "Impact of soil water content on the overturning resistance of young Pinus pinaster in sandy soil", *For. Ecol. Manage.* 480, 118614.
- Galli, A., Marrazzo, G., Marsiglia, A., Ezzati, A., Ciantia, M. O., & Castellanza, R. (2023). "Small Scale Toppling Tests on Simplified Tree Root Prototypes", *Proc. CNRIG*, 71-78. Springer Nature Switzerland.
- Galpathage, S. G., Indraratna, B., Heitor, A., & Rujikiatkamjorn, C. (2023). "Pull-out behaviour of simulated tree roots embedded in compacted soil", *Proc. of the Inst. of Civil Engineers-Ground Improvement*, 176(1), 54-64.
- Marrazzo, G., Galli, A., & Raimondi, A. (2023). "Problemi di interazione tra radici e terreno nei meccanismi di ribaltamento di grandi alberi", *Proc. XII Incontro Annuale dei Giovani Ingegneri Geotecnici (IAGIG)*, 103-106.
- Marsiglia, A., Ciantia, M., O., Galli, A., Canepa, D. (2022). "Vertical loading tests on a simplified tree root prototype", *Proc. X ICPMG, Korean Geotechnical Society, Seoul, Korea*, 832-835.
- Mattheck, C., & Breloer, H. (1994). "Field guide for visual tree assessment (VTA)", *Arboricultural Journal*, 18(1), 1-23. <https://doi.org/10.1080/03071375.1994.9746995>
- Wessolly, L., and M. Erb. (1998). *Handbuch der Baumstatik und Baumkontrolle*. Patzer, Berlin.
- Zhang, X., Knappet, J. A., Leung, A. K., Ciantia, M., O., Liang, T., Nicol, B., C. (2022). "Centrifuge modelling of root-soil interaction of laterally loaded trees under different loading conditions", *Géotechnique*, 1-15.
- Zhang, X., Knappet, J. A., Leung, A. K., Ciantia, M. O., Liang, T., & Danjon, F. (2020). "Small-scale modelling of root-soil interaction of trees under lateral loads", *Plant and Soil*, 456, 289-305.



APPLICAZIONE DI UN SENSORE CAPACITIVO INTERDIGITATO A BASSO COSTO PER LA MISURA DEL CONTENUTO D'ACQUA IN MATERIALI GRANULARI

Nicola Papini

CIRIAF, Università degli Studi di Perugia

nicola.papini@dottorandi.unipg.it

Manuela Cecconi, Pisana Placidi, Vincenzo Pane

Dipartimento di ingegneria, Università degli Studi di Perugia

manuela.cecconi@unipg.it pisana.placidi@unipg.it vincenzo.pane@unipg.it

Alessandro Tarantino

University of Strathclyde

alessandro.tarantino@strath.ac.uk

Sommario

Un nuovo sensore capacitivo interdigitato è stato sviluppato per la misura del contenuto d'acqua gravimetrico. Al fine di testarne il funzionamento in terreni granulari, sono stati scelti tre materiali diversi per natura, composizione, distribuzione granulometrica. I campioni sono stati preparati a diversi contenuti d'acqua; le misure sono state interpretate in termini delle grandezze elettriche, capacità e conduttanza - parametri caratteristici del sensore - molto sensibili alle variazioni di contenuto d'acqua e alla salinità del mezzo.

1. Introduzione

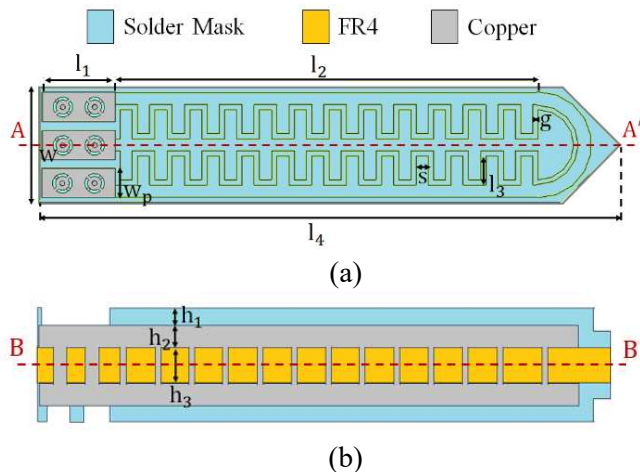
In tutte le applicazioni di ingegneria geotecnica, e in particolare in condizioni di parziale saturazione del terreno, sussiste la necessità di disporre di misure accurate del contenuto d'acqua e della suzione. In questo ambito, allo stato attuale, importanti sono gli avanzamenti della ricerca in campo teorico e sperimentale, finalizzati alla determinazione di queste due grandezze in situ e in laboratorio, grazie anche alla moltitudine di sensori progettati e realizzati negli ultimi anni (Tarantino *et al.* 2008); le tecniche impiegate nello sviluppo di sensori si basano su principi fisici che spaziano dalla meccanica all'elettromagnetismo. In particolare, nell'ambito della sensoristica elettronica per la valutazione del contenuto d'acqua, è possibile distinguere diverse soluzioni tecniche che sfruttano principi fisici differenti: da un lato, sensori *contactless* basati su camere multispettrali poste su piattaforme aeree o satellitari che acquisiscono radiazioni elettromagnetiche (Pramudita *et al.* 2022); dall'altro, altre e forse più tradizionali tecnologie che prevedono il contatto fisico tra l'elemento sensibile e il terreno. In questa seconda classe di tecniche e dispositivi, ricadono i sensori di impedenza e i sensori TDR/TDT (*Time Domain Reflectometer/Transmissometry*): entrambi questi dispositivi sono realizzati con dei probes che, inseriti nel terreno, ne determinano la costante dielettrica e la conducibilità elettrica. In particolare, i sensori TDR/TDT permettono di misurare il tempo di trasmissione e riflessione di un'onda elettromagnetica, e quindi la sua velocità di propagazione, generata nel terreno stesso (Topp *et al.*, 1980; B. de Carvalho Faria Lima Lopes *et al.* 2019); i sensori TDR/TDT sono strumenti che consentono misure

molto accurate e precise ma allo stesso tempo caratterizzate da costi molto elevati. I sensori di impedenza misurano invece un'impedenza elettrica complessa caratterizzata da una parte reale ϵ' e/o immaginaria correlabili alla conducibilità elettrica del terreno e alla sua costante dielettrica. Possono essere di tipo resistivo (Michot *et al.*, 2003), qualora la grandezza misurata è la resistenza elettrica del terreno che dipende dalla conducibilità elettrica del mezzo, oppure di tipo capacitivo (Lekshmi *et al.*, 2018), se la grandezza misurata è per l'appunto la capacità elettrica del terreno, funzione della costante dielettrica del terreno stesso. A differenza dei TDR/TDT, questi sensori sono tendenzialmente più economici ma meno accurati nella stima del contenuto d'acqua.

In questa nota si presentano le funzioni e le caratteristiche di un nuovo sensore che sfrutta principi capacitivi e che, attraverso una misura di capacità, correlata ad una misura di conduttanza elettrica, è sensibile sia alla costante dielettrica del terreno che alla sua conducibilità elettrica (Placidi *et al.*, 2023, Papini *et al.*, 2024). Il sensore è descritto nel dettaglio nel paragrafo successivo; in particolare, si illustra la geometria interdigitata e il suo funzionamento da un punto di vista elettronico. Nel paragrafo 3 si riporta una sintesi delle attività sperimentali preliminari che hanno permesso di verificare l'applicabilità del sensore in terreni granulari, di natura e composizione molto diversa fra loro, caratterizzati da diversi valori del contenuto d'acqua. Si illustra la procedura utilizzata per preparare i campioni e si descrivono i materiali impiegati; nella sperimentazione sono stati scelti diversi mezzi granulari, naturali e artificiali: a) una sabbia medio-fine, piuttosto uniforme; b) *glass beads*, completamente inerti e uniformi; c) una miscela di caffè macinato, di bassissima densità e contenente sostanza organica. Nella nota, per brevità, si riportano solo alcuni dei risultati ottenuti. Infine, nel paragrafo 4 si riportano alcune osservazioni a conclusione di questa prima fase dell'attività di ricerca e si anticipa un breve focus sulle prossime attività sperimentali.

2. Il Sensore Capacitivo Interdigitato

Il sensore progettato e realizzato in questo studio, prodotto in tecnologia PCB, è riportato nella Fig 1 e presenta una geometria multistrato costituita da tre strati dielettrici e due strati contenenti gli elettrodi del dispositivo.



Tab 1. Dimensioni geometriche del sensore

Parameter	Value (mm)
l_1	12.5
l_2	73.0
l_3	5.0
l_4	100.0
h_1	$20 \cdot 10^{-3}$
h_2	1.45
h_3	$50 \cdot 10^{-3}$
w	20.0
w_p	4.0
s	2.0

Fig 1. (a) Vista in pianta del sensore e (b) sezione lungo l'asse AA'.

Lo strato centrale di questa geometria è la FR4: una stratificazione di layer in fibra di vetro utilizzata come substrato sulle cui facce, quella superiore e quella inferiore, poggiano due coppie di elettrodi di rame. Al fine di isolare le due coppie di elettrodi dall'ambiente circostante, queste sono coperte da uno strato di *solder mask*. Questo materiale permette di prevenire fenomeni di corrosione degli elettrodi che inevitabilmente degraderebbero il funzionamento del dispositivo. Inoltre, il *solder mask* isola i due elettrodi evitando la formazione di cortocircuiti che si potrebbero verificare nel caso in cui il dispositivo

fosse inserito in terreni con contenuto di metalli o contenuti d'acqua ad elevata conducibilità elettrica. I due elettrodi complanari, presenti su ogni faccia del sensore, sono disposti in modo tale che l'elettrodo più esterno formi una "U" abbracciando l'elettrodo centrale che si sviluppa longitudinalmente sull'asse verticale del dispositivo. La geometria presenta quindi due piani di simmetria: uno perpendicolare alle facce del dispositivo passante per l'asse AA' e uno parallelo agli strati dielettrici del dispositivo passante per l'asse BB'. Ogni elettrodo presenta una geometria a pettine per la quale i rebbi dell'elettrodo esterno vanno ad intersecarsi a quelli dell'elettrodo interno: questa struttura è detta *interdigitata* e permette di massimizzare l'area sensibile del dispositivo migliorandone la sensibilità rispetto ad alcuni dispositivi commerciali i cui elettrodi sono costituiti da piste esclusivamente parallele. Al fine di sfruttare come area sensibile anche la punta del dispositivo, l'elettrodo interno presenta una sezione terminale a semi disco che segue l'estremità ad "U" dell'elettrodo esterno. Le due coppie di elettrodi presenti ognuna su una faccia del sensore sono collegate tra loro tramite delle metallizzazioni verticali, dette *vias hole* che attraversano lo strato di FR4. In questo modo è possibile mantenere allo stesso potenziale gli elettrodi interni su ogni faccia e anche quelli esterni. Per poter polarizzare i due elettrodi sono state predisposte delle *pad* da contattare tramite fili per connettere il dispositivo al sistema di lettura che acquisisce i dati. Tramite questi contatti è possibile applicare una differenza di potenziale alternata ai due elettrodi grazie alla quale si genera un campo elettrico che induce un accoppiamento capacitivo tra gli elettrodi del sensore. In questa applicazione, il segnale viene applicato agli elettrodi grazie un LCR Meter, del tipo HP4275A: questo strumento genera una tensione alternata con frequenza nella banda tra 10 kHz e 10 MHz e misura l'impedenza ($Z = 1/Y$ con Y , ammettenza) del dispositivo al quale viene connesso. Nell'applicazione in esame, viene sfruttata solo la banda di interesse 10 - 100 kHz in analogia ad un impedenzometro progettato per essere integrato al sensore stesso in un unico PCB (Placidi *et al.*, 2023). L'intensità del campo elettrico varia dipendentemente dalla costante dielettrica complessa del mezzo, ϵ^* che circonda il sensore:

$$\epsilon^* = \epsilon' - j\epsilon'' = \epsilon' - j\left(\frac{\sigma}{\omega\epsilon_0} + \epsilon''_{rel}\right). \quad (1)$$

Nell'eq. 1, ϵ' è la parte reale rappresentativa della permittività del mezzo, j è l'unità immaginaria, ϵ'' è la componente immaginaria che costituisce il fattore dissipativo associato alle perdite dielettriche del mezzo, σ è la conducibilità elettrica del mezzo, $\omega = 2\pi f$ è la frequenza angolare con f la frequenza, ϵ_0 è la permittività dielettrica nel vuoto e ϵ''_{rel} è un contributo di "perdita" associato ai fenomeni di rilassamento del mezzo. Nel caso dell'acqua (Placidi *et al.*, 2023), i fenomeni di rilassamento si verificano a frequenze più alte (~17 GHz) di quelle utilizzate dallo strumento di lettura che lavora tra 10 - 100 kHz; per questo motivo possono essere trascurate.

Nell'impiego del sensore per la misura di contenuto d'acqua nei terreni, in presenza di un mezzo multifase aria-acqua-solido, la costante dielettrica del mezzo è costituita dai contributi di ogni componente. In funzione della costante dielettrica del terreno, ϵ^*_{soil} , e quindi del contenuto d'acqua, il campo elettrico che si genera tra i due elettrodi varia, modificando così anche l'impedenza equivalente del sensore rilevata dal LCR Meter; poiché, inoltre, gli elettrodi sono immersi in una struttura dielettrica stratificata, l'ammettenza equivalente del sensore che viene misurata è anche controllata dalle costanti dielettriche dei materiali stessi che costituiscono il sensore, ϵ^*_{mat} . Nel complesso, l'ammettenza elettrica che viene misurata è costituita da una parte reale, Y_{Re} , rappresentativa di una conduttanza elettrica e da una parte immaginaria, Y_{Im} , riferita a fenomeni capacitivi associati al sensore

$$Y_{eq}(\epsilon^*_{soil}, \epsilon^*_{mat}) = Y_{Re}(\epsilon^*_{soil}, \epsilon^*_{mat}) + jY_{Im}(\epsilon^*_{soil}, \epsilon^*_{mat}). \quad (2)$$

3. Attività Sperimentale

Per una prima validazione sperimentale del sensore e della sua applicabilità per la misura accurata del contenuto d'acqua di terreni granulari, è stata intrapresa un'attività sperimentale in laboratorio consistita in misure delle grandezze elettriche, capacità e conduttanza, rilevate al variare della frequenza (10 – 100kHz) su una sabbia (provini tipo S) e su provini preparati con due diverse miscele di caffè macinato (provini tipo GC_1, GC_2), compattati a diversi valori del contenuto d'acqua (Papini *et al.*, 2024). Altre prove sono state condotte su materiali granulari inerti, *glass ballottini*, ma per brevità le misure non sono riportate in questa nota. Le curve di distribuzione granulometrica ottenute per i due materiali S e GC sono rappresentate nella **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**

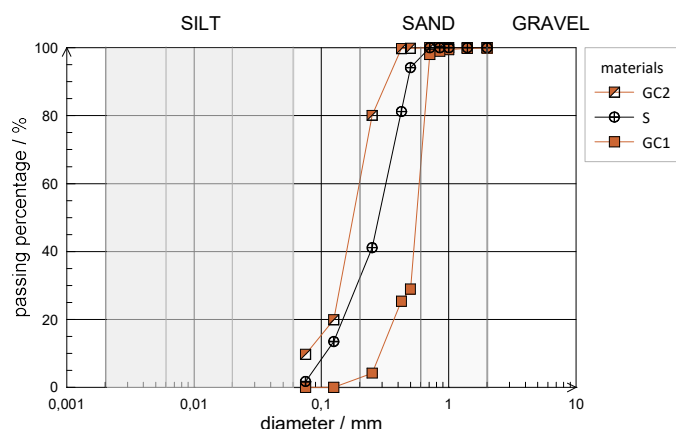


Fig 2. Distribuzioni granulometriche dei materiali



Per entrambi i materiali (S, GC), dopo aver preparato una miscela di materiale impastato con acqua al valore prefissato del contenuto d'acqua (w), sono stati realizzati provini cilindrici all'interno di fustelle di PETG (PolyEthylene Terephthalate Glycol), compattati dinamicamente a strati (manualmente) per mezzo di un maglio di peso pari a 853g lasciato cadere lungo un'asta coassiale da un'altezza di circa 17.5 cm, per un numero di volte tale da raggiungere un valore target dell'indice dei vuoti. I provini di sabbia sono stati preparati ad un indice dei vuoti e_0 pari a 0.9, mentre i provini di caffè macinato sono stati preparati a due densità diverse corrispondenti a due valori medi di e_0 (1.5 per i campioni di caffè con granulometria più fine GC2, $e_0 = 2.0$ per i campioni di caffè a granulometria più grossolana, GC1).

Per il materiale GC (Papini *et al.*, 2024), le proprietà fisiche sono quindi riassunte in Tab 2 in base ai dati reperiti in letteratura. Dalla miscela GC1 (v. Fig. 2) sono stati preparati due sets di provini ognuno dei quali caratterizzato da una porosità media specifica (GC1.1 e GC1.2, v. Tab 3), con uno scarto di circa il 10% sulla porosità. I provini GC1.2 sono stati preparati con valori dell'indice dei vuoti confrontabili con GC2. La conducibilità dell'acqua impiegata è pari a 578 uS/cm. Per ogni set di misura, il sensore è stato infisso con molta cura all'interno in ogni campione e i valori di Capacità elettrica e Conduttanza elettriche del sensore (v. Fig. 3) sono state misurate con lo strumento LCR meter.

Le misure di capacità e conduttanza elettrica, di seguito rappresentate nella Fig. 4 in termini di contenuto d'acqua volumetrico indicano che la densità iniziale del materiale (e_0 , n_0) e l'assortimento granulometrico hanno un chiaro effetto sull'ammittenza equivalente del sensore, in particolare sulla capacità.

Tab 2. Proprietà fisiche delle due tipologie di caffè.

	GC1	GC2
G_s	1.365 (da Arulrajah <i>et al.</i> 2014)	
d_{10} (mm)	0.30	0.075
d_{50} (mm)	0.55	0.17
d_{60} (mm)	0.60	0.20
$U = d_{60}/d_{10}$ (-)	2.00	2.67
GWC (%)	0 – 25	
$\gamma_{average}$ (kN/m ³)	6.21	
γ_d (kN/m ³)	4.01 – 5.93	
e_0 (-)	1.30 – 2.40	

Tab 3. Indice dei vuoti (e_0) e porosità (n_0) dei provini GC1, GC2.

GWC (%)	GC1.1		GC1.2		GC2	
	e_0	n_0	e_0	n_0	e_0	n_0
0	1.98	0.66	1.58	0.61	1.31	0.57
5	2.00	0.67	1.96	0.66	1.31	0.57
10	2.19	0.69	1.49	0.59	1.39	0.58
15	2.35	0.70	1.54	0.60	1.49	0.60
20	2.31	0.70	1.54	0.60	1.62	0.62
25	2.36	0.70	1.52	0.60	1.71	0.63
val. medio	2.2	0.69	1.61	0.61	1.47	0.6

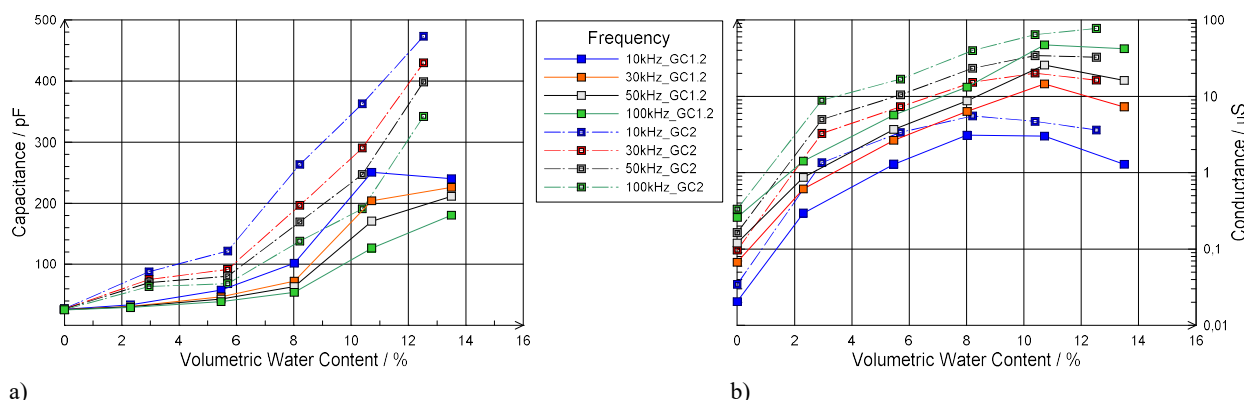


Fig. 4. Capacità (a) e conduttanza (b) misurate in campioni di caffè macinato GC1, GC2 al variare del contenuto d'acqua volumetrico

Come anticipato, il sensore è stato quindi impiegato nella misura di capacità e conduttanza di una sabbia debolmente limosa e uniforme (v. Fig. 2) al variare del contenuto d'acqua nell'intervallo 0 - 30%. In questo caso, si dispone di due sets di misure (v. Fig. 5a, b). Anche in questo caso, i risultati sono rappresentati in termini di contenuto d'acqua volumetrico. La conducibilità elettrica dell'acqua impiegata è 578 $\mu\text{S}/\text{cm}$. I due dataset raccolti confermano la tendenza di capacità e conduttanza rilevata dal sensore sebbene la misura, per ogni valore di frequenza applicata, riporta una scarsa ripetibilità. Questo è vero per entrambe le grandezze elettriche misurate sebbene l'effetto sia più evidente sulla capacità: infatti, se in termini di conduttanza lo scarto tra le due serie permette di differenziare le misure in frequenza, ciò non si riscontra in capacità laddove le misure di una serie ad una certa frequenza si sovrappongono con quelle dell'altra serie ad un'altra frequenza. Tale scarsa ripetibilità è probabilmente associata all'effetto dovuto all'infissione del sensore nel materiale che determina inevitabilmente la formazione di un gap di aria all'interfaccia sensore-terreno, come anche riconosciuto in letteratura (Bore *et al.*, 2016).

4. Osservazioni conclusive

Il funzionamento di un nuovo dispositivo per la misura del contenuto d'acqua nel terreno è stato investigato in due granulari quali una sabbia debolmente limosa e un materiale granulare organico costituito da una miscela di caffè macinato. Il sensore è di fatto un'ammettanza elettrica la cui parte reale, la conduttanza elettrica, e quella immaginaria, legata alla capacità elettrica, variano con la permittività dielettrica e la conducibilità elettrica del terreno, e quindi con il contenuto d'acqua. L'effetto della granulometria e della densità sulla capacità e conduttanza è stata esplorata mediante misure condotte su provini preparati a diverso indice dei vuoti. La densità del materiale ha un effetto chiaro

sulle grandezze elettriche.

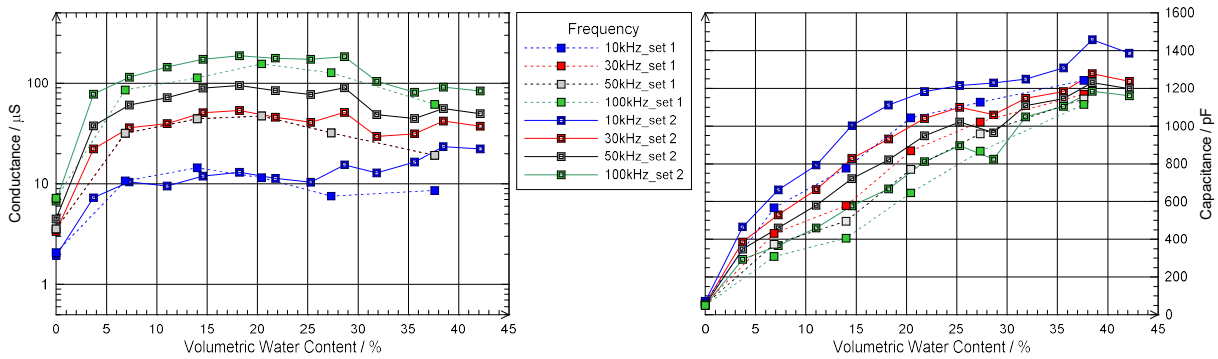


Fig 5. Capacità (a) e conduttanza (b) misurate in campioni di sabbia *S* con GWC che varia tra 0 – 25 % con passo 5 % (serie 1) e tra 0 – 30 % con passo 2.5 % (serie 2).

L'attività sperimentale è attualmente in corso presso l'Università di Strathclyde (Glasgow, UK) e consiste in una campagna di misure su terreni caratterizzati da una distribuzione granulometrica più assortita, a diversi valori della densità. L'effetto della conducibilità elettrica dell'acqua è anche oggetto di indagine grazie all'utilizzo di acqua demineralizzata (con conducibilità elettrica circa inferiore a $1\mu\text{S}/\text{cm}$) e acqua a diverse concentrazioni saline (con conducibilità non superiore a $18.9\mu\text{S}/\text{cm}$). In particolare, una prima campagna di misure è stata già effettuata in soluzioni acquose con diverso contenuto salino. Alcune di queste soluzioni verranno quindi impiegate per preparare campioni di terreno a diversi contenuti d'acqua con lo scopo di evidenziare l'eventuale effetto della conducibilità elettrica dell'acqua sulla stima del contenuto d'acqua stesso.

Bibliografia

- A. Tarantino, A. M. Ridley, D. G. Toll, "Field Measurement of Suction, Water Content, and Water Permeability", *Geotech Geol Eng*, Vol. 26, pp 751–782, May 2008.
- A. A. Pramudita et al., "Soil Water Content Estimation With the Presence of Vegetation Using Ultra Wideband Radar-Drone," in *IEEE Access*, vol. 10, pp. 85213-85227, 2022.
- G. C. Topp, J. L. Davis, A. P. Annan, "Electromagnetic Determination of Soil Water Content: Measurements in Coaxial Transmission Lines", *Water Resources Research*, Vol. 16, 3, pp 574-582, Jun. 1980.
- B. de Carvalho Faria Lima Lopes, L. de Carvalho Faria Lima Lopes, and A. Tarantino, "Indirect measurements of water content using TDR-inferred dielectric permittivity and electrical resistivity", *E3S Web of Conferences*, 92, 02005, 2019.
- D. Michot, Y. Benderitter, A. Dorigny, B. Nicoullaud, D. King, A. Tabbagh, "Spatial and temporal monitoring of soil water content with an irrigated corn crop cover using electrical resistivity tomography", *Water Resources Research*, Vol. 39, 5, May 2003.
- S. Lekshmi, D. N. Singh, A. Tarantino, M. S. Baghini, "Evaluation of the Performance of TDR and Capacitance Techniques for Soil Moisture Measurement", *Geotechnical Testing Journal*, Vol. 41, 2, Mar. 2018.
- P. Placidi, C. V. Delle Vergini, N. Papini, M. Cecconi, P. Mezzanotte and A. Scorzoni, "Low-Cost and Low Frequency Impedance Meter for Soil Water Content Measurement in the Precision Agriculture Scenario," in *IEEE Transactions on Instrumentation and Measurement*, vol. 72, pp. 1-13, 2023, Art no. 9511613, doi: 10.1109/TIM.2023.3302898.
- P. Placidi, C. V. Delle Vergini, N. Papini, E. Ciancabilla, M. Cecconi and A. Scorzoni, "Soil Water Content Sensor in the IoT Precision Agriculture," *2023 IEEE SENSORS*, Vienna, Austria, 2023, pp. 1-4.
- A. Arulrajah, F. Maghoolpilehrood, M. M. Disfani, and S. Horpibulsuk, "Spent coffee grounds as non-structural embankment fill material: engineering and environmental considerations", *Journal of Cleaner Production*, 72, pp 181-186, 2014.
- N. Papini, M. Cecconi, P. Placidi, A. Scorzoni, and A. Tarantino, "Effect of physical properties of granular sustainable-porous materials on water content measurements by using a low-cost sensor", *IEEE I2MTC 2024*.
- T. Bore, N. Wagner, S. Delepine Lesoille, F. Taillade, G. Six, F. Daout, and D. Placko, "Error Analysis of Clay-Rock Water Content Estimation with Broadband High-Frequency Electromagnetic Sensors—Air Gap Effect", *Sensors*, 16, 554, 2016.



STUDIO DEI MECCANISMI DI DEFORMAZIONE E ROTTURA DEI TERRENI CEMENTATI E ALLEGGERITI MEDIANTE MICRO- TOMOGRFIA A RAGGI X

Laura Perrotta

Scuola Superiore Meridionale

laura.perrotta@unina.it

Enza Vitale

Università degli Studi di Napoli Federico II

enza.vitale@unina.it

Giacomo Russo

Università degli Studi di Napoli Federico II

giarusso@unina.it

Emmanuel Roubin

Université Grenoble Alpes

emmanuel.roubin@univ-grenoble-alpes.fr/emmanuel.roubin@3sr-grenoble.fr

Alessandro Tengattini

Université Grenoble Alpes/Institut Laue Langevin

alessandro.tengattini@3sr-grenoble.fr

Gioacchino Viggiani

Université Grenoble Alpes

cino.viggiani@3sr-grenoble.fr

Sommario

Nella presente nota si descrive il comportamento meccanico dei terreni cementati e alleggeriti esibito durante prove triassiali osservate mediante micro-tomografia a raggi X. La campagna sperimentale consiste in tre prove eseguite a tensioni di confinamento crescenti (50 kPa, 150 kPa e 500 kPa). Nonostante i campioni presentino un comportamento macroscopico simile, attraverso l'analisi microstrutturale è possibile identificare diversi meccanismi di rottura all'aumentare della tensione di confinamento. In particolare, alla tensione di 50 kPa si osserva l'apertura di fratture verticali che percorrono interamente il campione, mentre passando da 150 kPa a 500 kPa si riscontra la formazione di una banda di taglio ed infine una densificazione del materiale dovuta al collasso dei vuoti indotti dalla schiuma. I risultati ottenuti evidenziano il ruolo chiave svolto dalle eterogeneità microstrutturali, ossia dalle fratture da ritiro preesistenti, sui meccanismi di rottura che regolano il comportamento meccanico dei terreni cementati e alleggeriti.

1. Introduzione

I terreni cementati e alleggeriti, ottenuti mescolando terreno, acqua, cemento e schiuma, sono materiali eterogenei caratterizzati da una microstruttura molto complessa, costituita da grandi vuoti indotti dalla schiuma e immersi in una matrice cementata (terreno + cemento) a sua volta porosa. L'utilizzo del cemento come legante consente di ottenere una migliore resistenza meccanica del materiale, mentre l'aggiunta del tensioattivo ne garantisce un ridotto peso dell'unità di volume. Queste caratteristiche, unite a un'elevata lavorabilità, rendono i terreni cementati e alleggeriti adatti a diverse applicazioni in ambito geotecnico (Jamnongpipatkul *et al.*, 2009, Miki *et al.*, 2003, Satoh *et al.*, 2001, Tsuchida *et al.*, 2004, Watabe *et al.*, 2004). Da un punto di vista chimico-mineralogico, Vitale *et al.*, 2020 evidenzia che l'agente schiumogeno non altera l'evoluzione chimico-fisica del legante. Alla scala della microstruttura, i terreni a grana fina cementati e alleggeriti presentano una doppia porosità, ed in particolare sono costituiti da pori della matrice (compresi tra 0,01 μm e 10 μm) rilevabili con Porosimetria ad Intrusione di Mercurio (MIP) (Vitale *et al.*, 2020), e da grandi pori quasi sferici, compresi tra 50 μm e 600 μm , che costituiscono impronta dei vuoti d'aria introdotti dalla schiuma. Date le loro dimensioni, i vuoti d'aria possono essere rilevati solo con la micro-tomografia a raggi X e non mediante le tecniche convenzionali.

In questo studio, la micro-tomografia a raggi X in-situ, ossia applicata durante l'esecuzione di prove sperimentali, viene utilizzata per ottenere osservazioni tridimensionali dei cambiamenti della porosità artificiale dei terreni cementati e alleggeriti in compressione triassiale. Questa tecnica, già utilizzata per materiali rinforzati con cemento come il calcestruzzo (De Wolski *et al.*, 2014, Landis *et al.*, 1999, Stamati, 2020) e materiali granulari (Viggiani *et al.*, 2013, Viggiani & Tengattini 2019), viene impiegata per la prima volta per la caratterizzazione del comportamento meccanico dei terreni cementati e alleggeriti. I risultati delle prove evidenziano il ruolo chiave delle eterogeneità microstrutturali (ad esempio, le fratture da ritiro preesistenti) e dei livelli di confinamento sul comportamento meccanico dei terreni cementati e alleggeriti, determinando una prima importante comprensione del legame tra le caratteristiche microstrutturali di tali materiali e il loro comportamento meccanico macroscopico.

2. Materiali e Metodi

I campioni sono preparati mescolando la schiuma preformata ISOCEM S/L (Isoltech srl, Italia) con lo slurry di terreno (ossia caolino Speswhite fornito da Imerys Minerals miscelato con acqua) a circa due volte il limite liquido del caolino, $2w_L = 140\%$, e la boiaccia di cemento (cemento calcareo Portland, CEM II/A-LL 42,5R, fornito da Buzzi Unicem, Italia, con acqua al rapporto acqua/cemento $w/c = 0,5$). La quantità di cemento sul peso secco del terreno è del 40% e il contenuto di schiuma è pari al 20% del volume totale. La miscela preparata viene versata in stampi di 22 mm di altezza e 11.5 mm di diametro. I campioni vengono sigillati in sacchetti di plastica e fatti maturare a temperatura ambiente per 60 giorni. I campioni sono stati successivamente essiccati in stufa per 72 ore a 60 °C, e testati in compressione triassiale, con una tensione efficace media iniziale compresa tra 50 kPa e 500 kPa. Il carico deviatorico viene eseguito a una velocità di deformazione controllata del 5%/h fino alla rottura. Le scansioni micro-tomografiche a raggi X dei campioni sono acquisite ogni 1% di deformazione assiale, con una dimensione del voxel di 15 micron, 1151 proiezioni, 5 fotogrammi medi, tensione e corrente pari rispettivamente a 100 kV e 150 μA , ricostruite come 1650 slice, 1012 x 1030 pixel. Le condizioni iniziali dei campioni in termini di peso dell'unità di volume γ , peso secco dell'unità di volume γ_d , indice dei vuoti e , porosità artificiale n , tensione media iniziale p_0' sono riportate nella Tabella 1.

ID campione	γ [kN/m ³]	γ_d [kN/m ³]	e [-]	n [%]	p_o' [-]
KCF20%_01	12.5	6.1	3.3	20	50
KCF20%_02	12.6	6.0	3.3	20	150
KCF20%_03	12.5	6.1	3.3	20	500

Tabella 1. Condizioni iniziali dei campioni testati.

3. Risultati

Le curve tensione-deformazione dei campioni testati a tensioni di confinamento pari a 50 kPa, 150 kPa e 500 kPa sono riportate in Fig. 1, in termini di deviatore q e deformazione assiale ϵ_a . Le scansioni micro-tomografiche, indicate da 1 a 10 in Fig. 1 e caratterizzate da una riduzione del deviatore a deformazione costante, sono state eseguite in corrispondenza di cambiamenti rilevanti nella relazione macroscopica tensione-deformazione o nella porosità artificiale dei campioni. All'aumentare della tensione di confinamento, la rigidità iniziale dei campioni rimane pressoché invariata, mentre la resistenza meccanica aumenta.

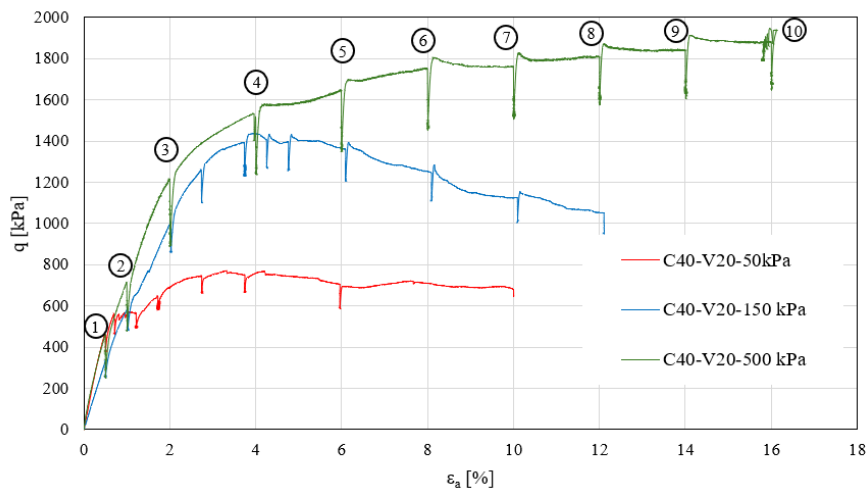


Fig. 1. Curve sforzo-deformazione dei campioni testati.

In Figura 2 è riportata l'evoluzione delle sezioni significative dei campioni testati a diverse tensioni di confinamento all'aumentare della deformazione assiale. Al crescere della tensione di confinamento si osservano tre diversi meccanismi di rottura, conseguenza delle eterogeneità microstrutturali, ossia delle fratture da ritiro preesistenti, formatesi durante la fase di presa del cemento. Nella fase deviatorica, il campione KCF20%_01 caratterizzato da una tensione di confinamento pari a 50 kPa mostra una progressiva apertura di fratture da ritiro preesistenti che si uniscono ai vuoti indotti dalla schiuma, dando luogo a una rete di vuoti collegati, che si espande con l'aumentare della deformazione assiale (Fig. 2a). A 150 kPa di confinamento, è possibile osservare la distorsione e il progressivo collasso dei grandi vuoti in prossimità della porzione inferiore destra del campione (Fig. 2b), suggerendo la formazione di una banda di taglio. Per un confinamento pari a 500 kPa, si verifica una densificazione del materiale dovuta alla compressione e al progressivo collasso della porosità artificiale (Fig. 2c). Inoltre, come mostrato in Fig. 3a, b e c, i tre diversi meccanismi di rottura osservati a livelli di confinamento crescenti sono indotti dallo stesso fattore scatenante, ossia le fratture da ritiro preesistenti.

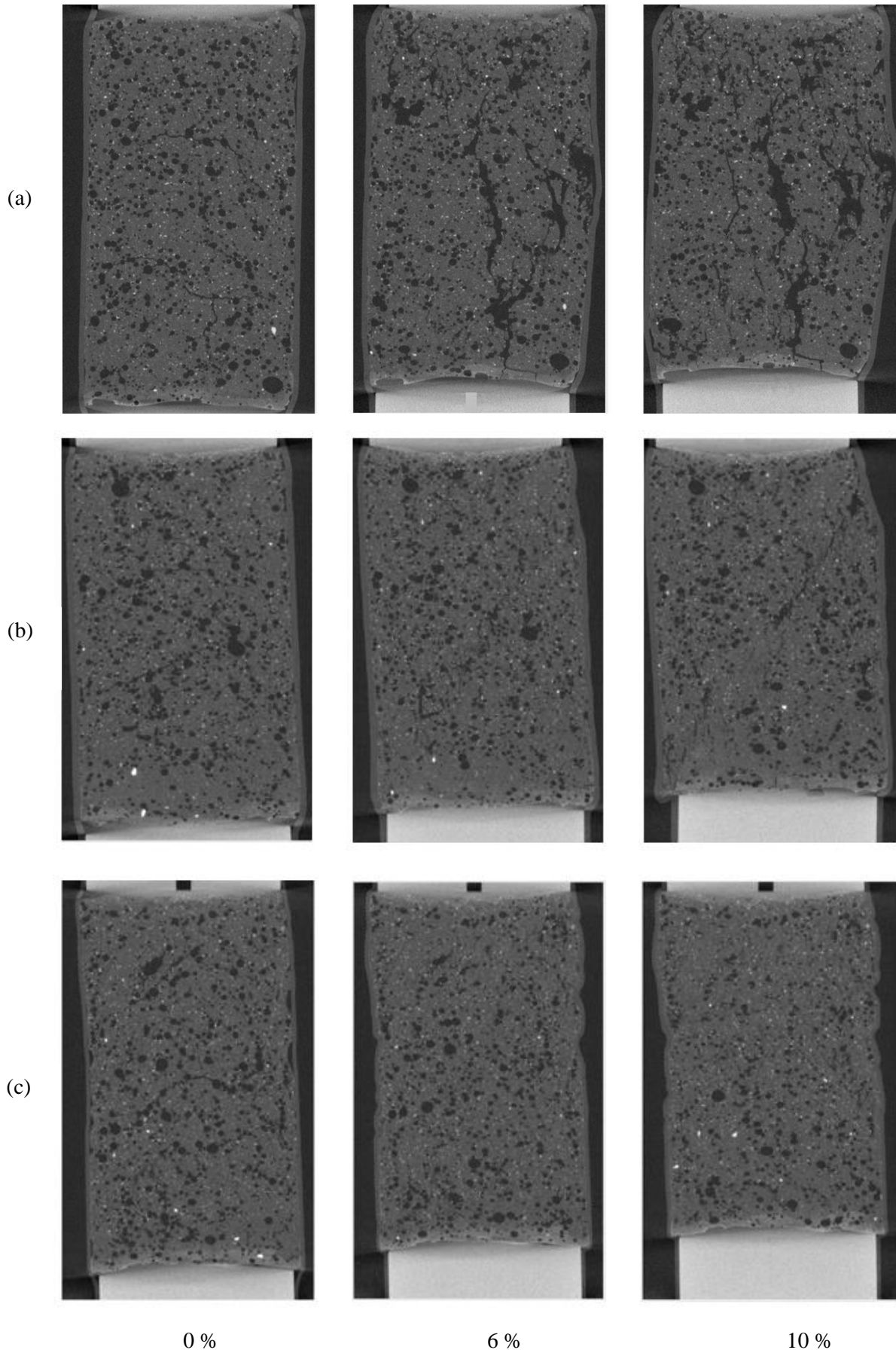


Fig. 2. Sezioni rilevanti dei campioni: (a) $p_0' = 50$ kPa, (b) $p_0' = 150$ kPa, (c) $p_0' = 500$ kPa.

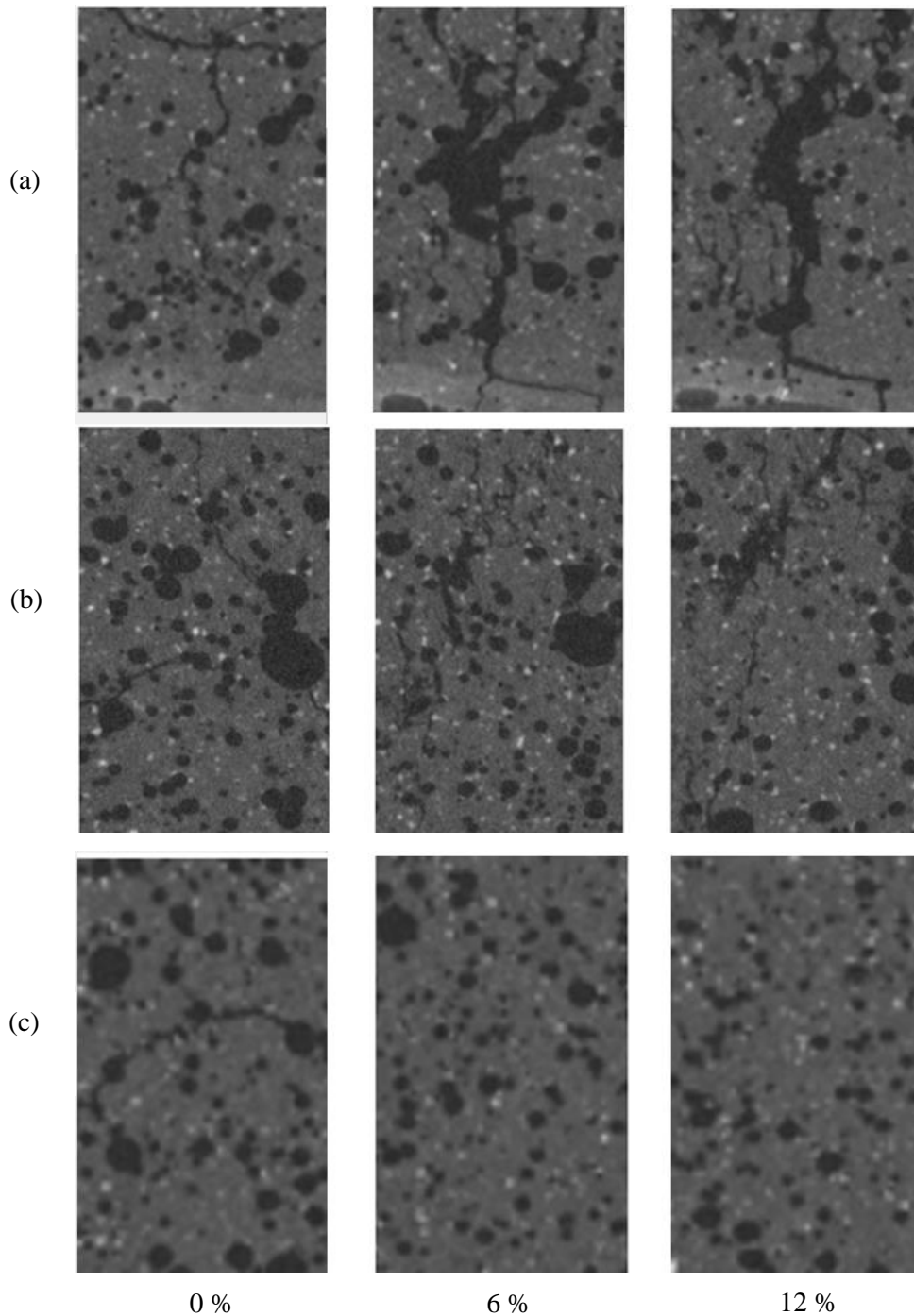


Fig. 3. (a) apertura di fratture verticali, $p_0' = 50$ kPa, (b) banda di taglio, $p_0' = 150$ kPa, (c) collasso dei pori diffuso, $p_0' = 500$ kPa

4. Conclusioni

In questo lavoro, la micro-tomografia a raggi X in situ è stata eseguita su campioni di terreni cementati e alleggeriti soggetti a tensioni di confinamento crescenti, consentendo una visione approfondita del legame presente tra il comportamento meccanico macroscopico e le caratteristiche microstrutturali del materiale. Come prospettive future, i risultati qui presentati saranno arricchiti da dati provenienti da altre prove sperimentali eseguite su campioni con diverse percentuali di schiuma. Inoltre, l'analisi delle

immagini sarà abbinata alla Global Digital Volume Correlation (GDIC) per estrapolare il campo di deformazione tridimensionale dei campioni testati.

Bibliografia

- De Wolski, S. C., Bolander, J. E., & Landis, E. N. (2014). An in-situ X-ray microtomography study of split cylinder fracture in cement-based materials. *Experimental Mechanics*, 54, 1227-1235.
- Jamnongpipatkul, P., Dechasakulsom, M., Sukolrat, J. (2009). Application of air foam stabilized soil for bridge-embankment transition zone in Thailand. In: *Geotechnical special publication* no. 190, ASCE, Reston, VA, pp 181–193.
- Landis, E. N., Nagy, E. N., Keane, D. T., & Nagy, G. (1999). Technique to measure 3D work-of-fracture of concrete in compression. *Journal of engineering mechanics*, 125(6), 599-605.
- Miki, H., Mori, M., Chida, S. (2003). Trial embankment on softground using lightweight-foam-mixed in situ surface soil. In: *Proceedings of the 22nd permanent international association of road congresses (PIARC) world road congress*. World Road Association, La Defense Cedex.
- Satoh, T., Tsuchida, T., Mitsukuri, K., Hong, Z. (2001). Field placing test of lightweight treated soil under seawater in Kumamoto port. *Soils and Foundations*, 41(4), 145–154.
- Stamati, O. (2020). *Impact of meso-scale heterogeneities on the mechanical behaviour of concrete: insights from in-situ x-ray tomography and E-FEM modelling* (Doctoral dissertation, Université Grenoble Alpes).
- Tsuchida, T., & Egashira, K. (2004). The lightweight treated soil method: new geomaterials for soft ground engineering in coastal areas. CRC Press.
- Viggiani, G., Andò, E., Jaquet, C., & Talbot, H. (2013, June). Identifying and following particle-to-particle contacts in real granular media: an experimental challenge. In *AIP Conference Proceedings* (Vol. 1542, No. 1, pp. 60-65). American Institute of Physics.
- Viggiani, G., Andò, E., Takano, D., & Santamarina, J. C. (2015). Laboratory X-ray tomography: a valuable experimental tool for revealing processes in soils. *Geotechnical Testing Journal*, 38(1), 61-71.
- Viggiani, G., & Tengattini, A. (2019). Recent developments in laboratory testing of geomaterials with emphasis on imaging. *Proceedings of the XVII ECSMGE-2019 Reykjavík, Iceland*, 9, 2019.
- Vitale, E., Deneele, D., Russo, G., De Sarno, D., Nicotera, M. V., Papa, R., & Urciuoli, G. (2020). Chemo-mechanical behaviour of lightweight cemented soils. *Acta Geotechnica*, 15(4), 933-945.
- Watabe, Y., Itou, Y., Kang, MS., Tsuchida, T., (2004). One-dimensional compression of air-foam treated lightweight geo-material in microscopic point of view. *Soils and Foundations*, 44(6), 53–67.



IMPLEMENTAZIONE E VALIDAZIONE NUMERICA DI UN MODELLO COSTITUTIVO ELASTO – PLASTICO INCRUDENTE ESTESO AL CASO PARZIALMENTE SATURO

Arianna Pucci

Università degli Studi di Roma “Tor Vergata”

arianna.pucci@uniroma2.it

Vicente Navarro

Universidad de Castilla – La Mancha

vicente.navarro@uclm.es

Giulia Guida

Università degli Studi di Roma “Tor Vergata”

giulia.guida@uniroma2.it

Francesca Casini

Università degli Studi di Roma “Tor Vergata”

francesca.casini@uniroma2.it

Sommario

Il lavoro presentato in questa nota riporta la validazione numerica del modello costitutivo CASM (Clay And Sand Model), un modello elasto – plastico incrudente inizialmente sviluppato per descrivere il comportamento meccanico di sabbie e argille sature (Yu, 1998), esteso alle condizioni di parziale saturazione utilizzando un approccio alle tensioni alla Bishop. L’implementazione di tale modello è stata effettuata nel software agli elementi finiti COMSOL Multiphysics® ed è stata successivamente validata riproducendo una prova triassiale e confrontando i risultati con previsioni numeriche di letteratura per la stessa prova (Sitarenios et al., 2021), ottenuti utilizzando lo stesso modello implementato in un codice diverso.

1. Introduzione

La condizione di parziale saturazione dei terreni sopra falda viene spesso trascurata ai fini applicativi e di progettazione, poiché la presenza di suzione comporta un aumento di resistenza a taglio (Alonso *et al.*, 1990). Tuttavia, dal punto di vista volumetrico, nei terreni parzialmente saturi possono innescarsi fenomeni di instabilità in fase di imbibizione, come ad esempio, il collasso per saturazione. Questo fenomeno consiste in un accumulo di deformazioni plastiche di compressione che può verificarsi quando un terreno parzialmente saturo subisce processi di saturazione, e che si traduce in un accumulo di cedimenti irreversibili.

Tra i primi modelli costitutivi avanzati per terreni parzialmente saturi in grado di descrivere il fenomeno del collasso per saturazione, c’è il Barcelona Basic Model (BBM) di Alonso *et al.*, 1990. Questo modello, essendo un'estensione del Cam-Clay (Roscoe e Burland, 1968), è più adatto a descrivere il comportamento delle argille piuttosto che delle sabbie. Inoltre, utilizzando la tensione netta $\sigma_n = \sigma - u_a$ e la suzione $s = u_a - u_w$ come variabili tensionali, presenta le limitazioni di non considerare esplicitamente la dipendenza del grado di saturazione dalla suzione e di non degenerare automaticamente nelle tensioni efficaci di Terzaghi in condizioni sature.

In questo lavoro, si presenterà l'estensione al caso parzialmente saturo e l'implementazione di un modello costitutivo originariamente formulato per terreni saturi, il Clay and Sand Model (CASM) (Yu *et al.*, 1998), con l'obiettivo di superare le limitazioni precedentemente elencate.

2. Clay and Sand Model e sua estensione al caso parzialmente saturo

Il Clay and Sand Model (CASM) è un modello costitutivo elasto – plastico incrudente, basato sulla teoria dello stato critico e formulato da Yu (1998) per terreni saturi. L' Eq.1 descrive la superficie di snervamento adottata:

$$f(p', q, p'_0) = \left(\frac{q}{Mp'}\right)^n + \frac{\ln(p'/p'_0)}{\ln(r)} = 0 \quad (1)$$

In cui q è la tensione deviatorica, p' la tensione media efficace, p'_0 la tensione efficace di preconsolidazione, M è la pendenza della retta di stato critico, mentre n e r sono parametri adimensionali del modello che dipendono dal materiale. In particolare, n regola l'inclinazione dell'ellisse di snervamento, mentre r ne identifica il punto di intersezione con la retta di stato critico, come mostrato rispettivamente in Fig. 1a e Fig. 1b.

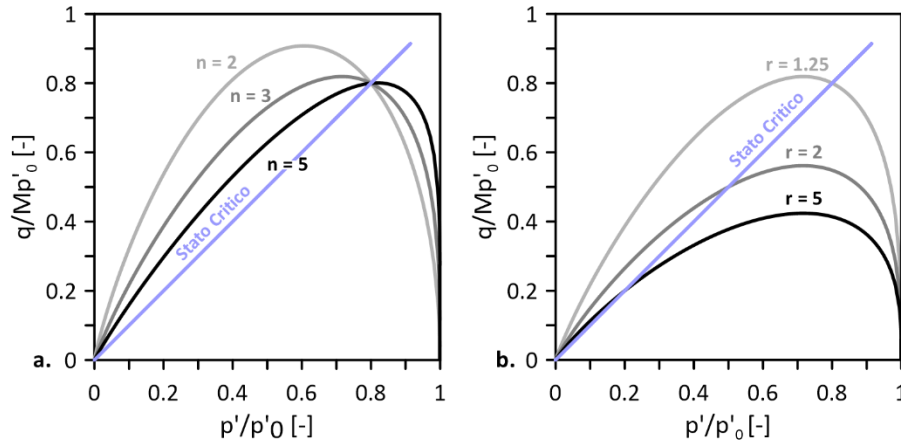


Fig 1. a - Effetto della variazione di n sulla superficie di snervamento. b – Effetto della variazione di r sulla superficie di snervamento.

Il CASM prevede una legge di flusso non associata, con potenziale plastico derivante dall'integrazione della legge di dilatanza di Rowe (Rowe, 1962), riportata in Eq.2:

$$d = \frac{\dot{\epsilon}_p^p}{\dot{\epsilon}_q^p} = \frac{9(M-\eta)}{9+3M-2M\eta} \quad (2)$$

In cui $\dot{\epsilon}_p^p$ rappresenta l'incremento delle deformazioni volumetriche plastiche, $\dot{\epsilon}_q^p$ quello delle deformazioni deviatoriche plastiche e η , invece, rappresenta il rapporto di anisotropia q/p' .

In ultimo, il CASM prevede una legge di incrudimento volumetrico del tutto uguale a quella adottata nel Cam – Clay, riportata in Eq.3 (Roscoe e Burland, 1968).

$$\dot{p}'_0 = \frac{(1+e)p'_0}{\lambda(0)-\kappa} \dot{\epsilon}_p^p \quad (3)$$

Dove \dot{p}'_0 rappresenta l'incremento della tensione di preconsolidazione, e è l'indice dei vuoti, $\lambda(0)$ la pendenza della retta di normal-consolidazione in condizioni saturi nel piano $v - \ln(p')$, κ la pendenza della linea di scarico – ricarica nello stesso piano e $\dot{\epsilon}_p^p$ l'incremento delle deformazioni volumetriche plastiche.

2.1 Estensione del Clay and Sand Model al caso parzialmente saturo

Per estendere il CASM al caso non saturo, è stato innanzitutto necessario considerare la natura trifase dei terreni parzialmente saturi, composti da grani, aria e acqua interstiziale. Questa rende necessario

l'uso di due variabili tensionali per descrivere il loro comportamento meccanico, anziché una sola, come nel caso dei terreni saturi (tensione efficace di Terzaghi). In generale, queste variabili possono essere scelte come combinazione dello stato tensionale totale σ , della pressione dell'aria interstiziale u_a e della pressione dell'acqua interstiziale u_w . Le variabili utilizzate nel presente lavoro, in particolare, sono riportate in Eq.4.

$$\begin{cases} p' = p - u_a + \chi(S_r) \cdot s \\ s = u_a - u_w \end{cases} \quad (4)$$

In cui p' rappresenta lo stato tensionale medio efficace alla Bishop (Bishop *et al.*, 1963), s la suzione e $\chi(S_r)$ un parametro funzione del grado di saturazione, che vale 1 in condizioni sature e 0 in condizioni asciutte. In letteratura esistono diverse formulazioni possibili per $\chi(S_r)$ (Vaunat e Casini, 2017), ma, in questo lavoro, tale parametro è stato scelto pari al grado di saturazione.

Per tener conto della maggiore rigidità e resistenza dei terreni parzialmente saturi, la compressibilità λ (Eq.5) e la tensione di preconsolidazione p'_0 (Eq.6) sono stati definite in funzione della suzione. La relazione tra la tensione di preconsolidazione e la suzione riportata in Eq.6 rappresenta una superficie di snervamento aggiuntiva nel piano $p' - s$, ed è nota in letteratura come *Loading Collapse* (LC) (Alonso *et al.*, 1990).

$$\lambda(s) = \lambda(0)[(1 - r)\exp(-\beta s) + r] \quad (5)$$

$$p'_0(s) = p_c \left(\frac{p'_0}{p_c}\right)^{\lambda(0) - \kappa} / \lambda(s) - \kappa \quad (6)$$

dove, r , β e p_c sono tre parametri del modello e p'_0 è la tensione di preconsolidazione a suzione nulla. Considerando le Eq.4, 5 e 6, la superficie di snervamento del CASM esteso può essere riscritta come in Eq.7:

$$f(p', q, p'_0) = \left(\frac{q}{M p'}\right)^n + \frac{\ln(p'/p'_0(s))}{\ln(r)} = 0 \quad (7)$$

In cui p' rappresenta la tensione media efficace alla Bishop e la tensione di preconsolidazione dipende dalla suzione, $p'_0(s)$, secondo le Eq.5 e 6.

Nell'ottica di dover risolvere problemi idro – meccanici accoppiati, è necessario introdurre anche la curva di ritenzione idrica che definisce la relazione tra grado di saturazione S_r e suzione s (Eq.8), e la funzione di permeabilità relativa k_{rel} , che descrive la minore permeabilità dei terreni parzialmente saturi rispetto a quelli saturi in funzione del grado di saturazione (Eq.9). In questo lavoro sono state utilizzate le espressioni proposte da Van Genuchten nel 1980 (Eq.8 e Eq.9). La conducibilità idraulica per i terreni parzialmente saturi può essere calcolata moltiplicando quella satura k_{sat} per la permeabilità relativa $k_{rel}(S_r)$.

$$S_r(s) = S_{r,res} + (S_{r,sat} - S_{r,res})[1 + (\alpha s)^n]^{-m} \quad (8)$$

$$k_{rel}(S_r) = S_e^{0.5} \left[1 - \left(1 - S_e^{1/m}\right)\right]^2 \quad (9)$$

In cui α , n e m sono parametri del modello, $S_{r,res}$ è il grado di saturazione residuo, $S_{r,sat}$ è il grado di saturazione in condizioni sature, generalmente pari a 1, e $S_e = (S_r - S_{r,res}) / (S_{r,sat} - S_{r,res})$.

3. Implementazione del CASM esteso in COMSOL Multiphysics®

Assumendo che le variazioni di pressione della fase aria e la pressione di vapore siano trascurabili, la modellazione idro – meccanica di un terreno parzialmente saturo è governata dal bilancio di massa d'acqua liquida e dell'equazione di equilibrio meccanico, le cui incognite sono la pressione dell'acqua P_L e il campo di spostamenti \mathbf{u} .

L'implementazione presentata in questo lavoro è effettuata in coordinate cilindriche, in condizioni di assialsimmetria.

3.1 Bilancio di massa d'acqua ed equazione di equilibrio meccanico

Il bilancio di massa d'acqua è riportato in Eq. 10:

$$\frac{1}{1+e_{TOT}} \frac{\partial(\rho_w S_r e_{TOT})}{\partial t} + \nabla \cdot (\rho_w \mathbf{q}_L) = 0 \quad (10)$$

Dove ρ_w è la densità dell'acqua, e_{TOT} l'indice dei vuoti e \mathbf{q}_L il termine di flusso espresso tramite la legge di Darcy (Eq. 11)

$$\mathbf{q}_L = -k_{rel} k_{sat} (\nabla P_L + \rho_w g \nabla z) / \rho_w g \quad (11)$$

L'equilibrio meccanico è invece riportato in Eq. 12:

$$\nabla \cdot \boldsymbol{\sigma} - \mathbf{f} = 0 \quad (12)$$

In cui \mathbf{f} il vettore delle forze esterne e $\boldsymbol{\sigma}$ il tensore delle tensioni totali, che viene espresso tramite il tensore delle tensioni costitutive, ossia quelle che descrivono il comportamento meccanico del terreno (tensioni efficaci alla Bishop, in questo caso) semplicemente invertendo l'Eq.4. Le tensioni costitutive possono essere a loro volta determinate a partire dal modello costitutivo adottato, come in Eq.13:

$$\dot{\boldsymbol{\sigma}}_{CONST} = \mathbf{D} \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^e \quad (13)$$

In cui, in ipotesi di piccole deformazioni, l'incremento delle deformazioni elastiche $\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^e$, può essere calcolato come in Eq.14:

$$\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^e = \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}_{TOT} - \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^P \quad (14)$$

In cui $\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}_{TOT}$ è l'incremento delle deformazioni totali, $\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^P$ è l'incremento delle deformazioni plastiche.

3.2 Implementazione in COMSOL Multiphysics®

Le Eq.9 e 11 costituiscono un sistema non lineare di equazioni differenziali alle derivate parziali, risolvibile mediante metodi numerici. A causa della natura accoppiata del problema, si è scelto di utilizzare il software agli elementi finiti COMSOL Multiphysics®, particolarmente adatto a risolvere problemi comprendenti fisiche diverse. In COMSOL è inoltre possibile scegliere se utilizzare metodi di integrazione impliciti od espliciti per la risoluzione dei sistemi di equazioni. Nel presente lavoro, il software utilizza un metodo implicito per l'integrazione temporale, la Backward Differentiation Formula (BDF), mentre per la risoluzione delle equazioni non lineari a ogni passo temporale, viene impiegato il metodo di Newton.

Per implementare il CASM su COMSOL Multiphysics® è stato necessario seguire i passi riportati in Fig.2. Il primo passo consiste nella creazione di una libreria contenente tutti i parametri geometrici, fisici, meccanici e idraulici utilizzati nelle equazioni ("Parameters Library", P – L). Successivamente è stata creata una libreria di variabili idrauliche ("Hydraulic Library", H – L), nella quale sono stati riportati i termini dell'Eq.10 e le Eq.8 e 9. Il terzo passo ha previsto la creazione di una libreria di variabili meccaniche ("Mechanical Library", M – L), in cui è stata definita la tensione efficace alla Bishop (Eq.4), anche detta, nel modello, tensione costitutiva. Il quarto passo, denominato "Constitutive Library" (C – L) è il cuore dell'implementazione. In questa fase sono state inserite le equazioni del modello costitutivo e calcolati gli incrementi delle deformazioni plastiche a partire dalla dilatanza di Rowe, come descritto in Navarro *et al.* (2023). La C – L include anche le Eq.3 e 13 che definiscono rispettivamente gli incrementi della tensione di preconsolidazione, e quindi l'espansione della superficie di snervamento, e gli incrementi della tensione efficace alla Bishop.

Le Eq.3 e 13 vengono risolte al passo 5, impostando su COMSOL delle equazioni differenziali ordinarie con $\sigma_{const,init}$ e $p_{0,init}^i$ come valori iniziali. Con il campo delle tensioni efficaci ottenuto, vengono poi calcolate le tensioni totali, che dovranno essere staticamente ammissibili, ossia, soddisfare il principio dei lavori virtuali insieme alle deformazioni totali derivanti dal gradiente del campo di spostamento \mathbf{u} : questo controllo è parte del passo 6, che prende il nome di "Consistency Check" (C - C). Infine, il settimo

passo è quello tramite cui si calcola la pressione dell'acqua P_L , mediante un'equazione differenziale alle derivate parziali preimpostata in COMSOL.

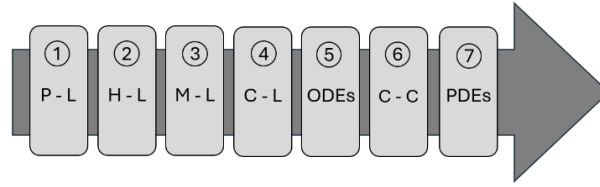


Fig 2. Passi seguiti per l'implementazione del CASM parzialmente saturo in COMSOL Multiphysics® (Navarro et al., 2019).

4. Validazione numerica

La validazione numerica è stata condotta eseguendo le stesse simulazioni in condizioni sature e parzialmente sature con il CASM implementato su software diversi: COMSOL Multiphysics® (oggetto del presente studio) e CodeBright. In questo articolo, per brevità, si riportano soltanto i risultati ottenuti per una prova triassiale su sabbia di Rudlingen, a contenuto d'acqua costante, $w = 25 \%$, per cui è stato seguito un percorso tensionale non convenzionale, con una prima fase di compressione anisotropa a $\eta = 0.75$ e una successiva fase di diminuzione della tensione efficace a deviatore costante (Casini et al., 2013). Percorsi di questo tipo risultano particolarmente adatti a riprodurre fenomeni di infiltrazione in pendii.

In Fig. 3a si riportano la geometria del modello e le condizioni al contorno meccaniche ed idrauliche applicate. Per tutti i parametri fisici, meccanici ed idraulici della sabbia di Rudlingen si rimanda a Sitarenios et al., (2021), mentre per i valori dei carichi applicati durante la prova, $fLoad_z$ e $fLoad_r$, si fa riferimento a Casini et al., (2013).

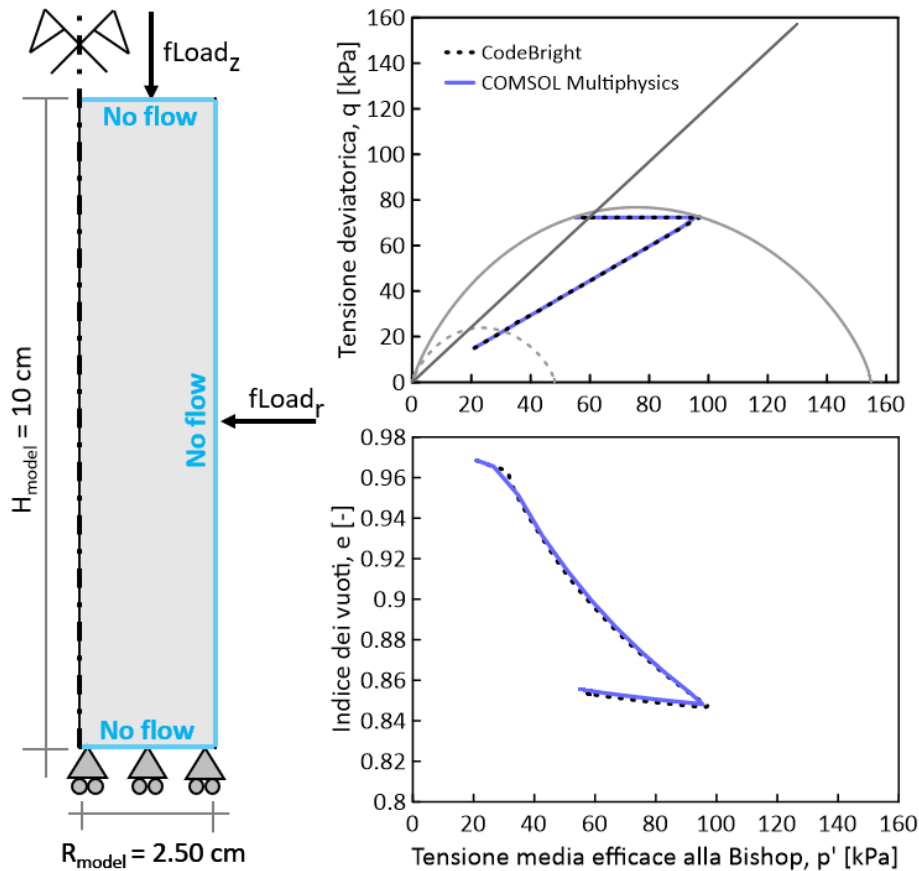


Fig 3. a – Geometria del modello e BCs. b – Confronto tra i risultati ottenuti con l'implementazione del CASM esteso in COMSOL (linea continua viola) e quella in CodeBright (linea tratteggiata nera).

In Fig. 3b si riportano i risultati della simulazione in termini di percorso tensionale, nel piano degli invarianti di tensione $p' - q$, e di comportamento volumetrico, nel piano $p' - e$. La linea nera tratteggiata rappresenta i risultati della simulazione di Sitarenios *et al.* (2021), ottenuti con CodeBright, mentre la linea viola continua mostra i risultati ottenuti con l'implementazione su COMSOL Multiphysics®, presentata in questo lavoro. Si nota che le due implementazioni producono risultati praticamente identici.

5. Conclusioni

Per descrivere il comportamento dei terreni parzialmente saturi, esistono molti modelli costitutivi. In questo lavoro, è stata presentata l'estensione di un modello costitutivo formulato in condizioni sature, il Clay and Sand Model, al caso parzialmente saturo.

Per estendere un modello costitutivo saturo al caso parzialmente saturo, è necessario considerare due variabili tensionali che siano combinazione della tensione totale, della pressione dell'aria e dell'acqua interstiziali. In questo lavoro sono state scelte le tensioni efficaci alla Bishop e la suzione. Inoltre, va inclusa una nuova superficie di snervamento nel piano $p' - s$, detta *Loading Collapse*. In ultimo, è richiesta l'introduzione della dipendenza del grado di saturazione dalla suzione, nota in letteratura come curva di ritenzione (WRC).

Il CASM esteso è stato poi implementato in COMSOL Multiphysics®: sfruttando le capacità di tale software nel campo dell'algebra simbolica, è stato possibile implementare il codice scrivendo tutte le funzioni in formato di testo all'interno di "librerie" di variabili riassunte al §3.1. In ultimo, l'implementazione del CASM esteso alla parziale saturazione è stata validata tramite risultati numerici di letteratura che utilizzano lo stesso modello costitutivo, ma implementato in un diverso software di calcolo. Il confronto tra le due implementazioni risulta soddisfacente.

Bibliografia

- Alonso, E. E., Gens, A., & Josa, A. (1990). A constitutive model for partially saturated soils. *Géotechnique*, 40(3), 405-430.
- Bishop, A. W., & Blight, G. E. (1963). Some aspects of effective stress in saturated and partly saturated soils. *Geotechnique*, 13(3), 177-197.
- Casini, F., Serri, V., & Springman, S. M. (2013). Hydromechanical behaviour of a silty sand from a steep slope triggered by artificial rainfall: from unsaturated to saturated conditions. *Canadian Geotechnical Journal*, 50(1), 28-40.
- Navarro, V., Asensio, L., Gharbieh, H., De la Morena, G., & Pulkkanen, V. M. (2019). Development of a multiphysics numerical solver for modeling the behavior of clay-based engineered barriers. *Nuclear Engineering and Technology*, 51(4), 1047-1059.
- Navarro, V., Pucci, A., Tengblad, E., Casini, F., & Asensio, L. (2023). Symbolic algebra integration of soil elastoplastic models. *Computers and Geotechnics*, 164, 105834.
- Roscoe, K. H., & Burland, J. B. (1968). On the Generalized Stress-strain Behaviour of wet Clay: Engineering Plasticity. Papers for a Conference Held in Cambridge March 1968. University Press.
- Rowe, P. W. (1962). The stress-dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particles in contact. Proceedings of the Royal Society of London. Series A. *Mathematical and Physical Sciences*, 269(1339), 500-527.
- Sitarenios, P., Casini, F., Askarinejad, A., & Springman, S. (2021). Hydro-mechanical analysis of a surficial landslide triggered by artificial rainfall: the Ruedlingen field experiment. *Géotechnique*, 71(2), 96-109.
- Van Genuchten, M. T. (1980). A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. *Soil science society of America journal*, 44(5), 892-898.
- Vaunat, J., & Casini, F. (2017). A procedure for the direct determination of Bishop's χ parameter from changes in pore size distribution. *Géotechnique*, 67(7), 631-636.
- Yu, H. S. (1998). CASM: A unified state parameter model for clay and sand. *International journal for numerical and analytical methods in geomechanics*, 22(8), 621-653.



CARATTERIZZAZIONE IDRO-MECCANICA DELLA COPERTURA PIROCLASTICA DEL SITO SPERIMENTALE DI SALERNO

Filomena Sabatino

*Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Ambientale
Università degli Studi di Napoli Federico II*

filomena.sabatino@unina.it

Giuseppe Vitiello, Marco Valerio Nicotera, Marianna Pirone

*Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Ambientale
Università degli Studi di Napoli Federico II*

giuseppe.vitiello3@unina.it, nicotera@unina.it, marianna.pirone@unina.it

Sommario

La nota descrive i risultati preliminari della caratterizzazione idro-meccanica della copertura piroclastica del sito sperimentale di Salerno. Tale attività di ricerca si inserisce nell'ambito del progetto PRIN 2022 "Integrated apPROach for MITigation of flowSlidE risk: fullscale test and advanced numerical modelling (PROMISE)" finalizzato allo sviluppo di soglie fisicamente basate per la previsione dell'innesco di colate di fango. In particolare, sono discussi i risultati di prove di evaporazione e di taglio diretto su campioni di terreno indisturbato prelevati in sito.

1. Introduzione

Una ampia porzione del territorio regionale campano è ricoperta da terreni piroclastici sciolti derivanti dalle eruzioni dei vulcani di Roccamonfina, dei Campi Flegrei e del Somma Vesuvio (Picarelli et al., 2008). Questi depositi lì dove costituiscono le coperture di rilievi più o meno acclivi si trovano per gran parte dell'anno in condizioni di parziale saturazione e, in corrispondenza di eventi meteorici particolarmente intensi, possono essere interessati da fenomeni di colata rapida come quelli verificatisi a Sarno nel 1998, a Nocera nel 1997 e nel 2005, ad Ischia nel 2006 e nel 2022 (Pirone et al., 2015; Pagano et al., 2011). L'infiltrazione delle acque di pioggia produce, infatti, una diminuzione della suzione e, di conseguenza, della resistenza al taglio delle coltri parzialmente sature.

Il Progetto PRIN 2022 "Integrated apPROach for MITigation of flowSlidE risk: fullscale test and advanced numerical modelling (PROMISE)" propone di realizzare una prova di innesco in un sito sperimentale, scelto in un'area suscettibile a fenomeni di colata rapida e opportunamente strumentato; una pioggia artificiale di opportuna intensità e durata sarà utilizzata per produrre un fenomeno di instabilità al fine di studiarne i meccanismi d'innesco e di acquisire dati quantitativi utili a sviluppare modelli previsionali adeguati. Il campo sperimentale in provincia di Salerno è in via di allestimento. Parte dei risultati della caratterizzazione idro-meccanica della copertura piroclastica rinvenuta nel suddetto sito è discussa nella presente nota. In particolare, sono presentati risultati di prove idrauliche (i.e., prove in permeametro a carico costante e prove di evaporazione) e prove meccaniche (i.e., prove di taglio diretto) eseguite su campioni indisturbati. Sono state determinate le curve di ritenzione e i parametri di resistenza meccanica da utilizzare nelle analisi

numeriche volte alla progettazione della prova in sito.

2. Il sito sperimentale di Salerno e le proprietà fisiche dei terreni

Il sito sperimentale è ubicato nel comune di Salerno (Fig 1a) presso una cava della società *Italsud Salerno S.r.l.* ($40^{\circ}41'34.8''$ N, $14^{\circ}45'38.2''$ E, 235 m slm). Nel sito è stata selezionata e disboscata un'area con pendenza media pari a 32° e con valori locali di pendenza anche superiori a 35° (Fig 1b). All'interno dell'area disboscata saranno strumentati due campi sperimentali, di cui uno destinato all'esecuzione della prova con pioggia artificiale. L'area selezionata è stata investigata mediante carotaggi (n°11), fiorettature (n°78) e indagini geoelettriche (n°5) che, combinate tra loro, hanno permesso di determinare molteplici sezioni stratigrafiche ed in particolare di stimare con grande accuratezza lo spessore della copertura piroclastica che in media ha uno spessore di circa 1.6 m. La successione stratigrafica è analoga a quella identificata nel sito sperimentale del Monte Faito (Forte et al., 2019) dal momento che entrambi i siti sono stati ricoperti dai prodotti delle stesse eruzioni vulcaniche. La coltre piroclastica è prevalentemente costituita da terreni originatisi dall'eruzione vulcanica del 79 d.c., di seguito indicati come terreni A1 e A2, al di sotto dei quali si trovano, in maniera discontinua, terreni con una granulometria mediamente più fine appartenenti ad eruzioni più antiche, identificati con le sigle C1 e C2.

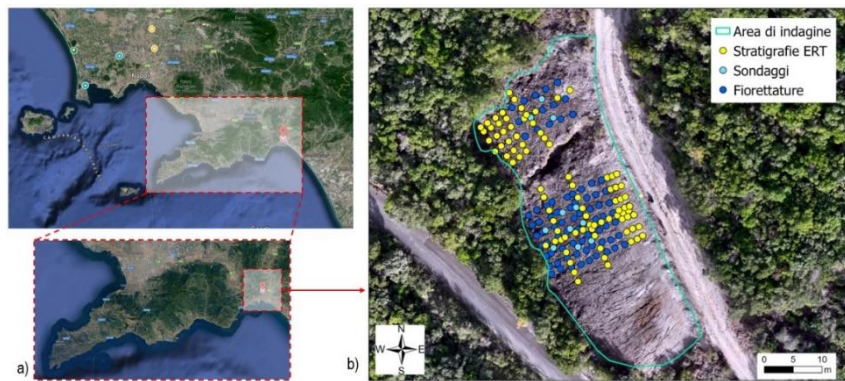


Fig 1. Ubicazione del campo sperimentale: a) ubicazione del sito sperimentale di Salerno; b) area scelta per l'allestimento del campo prove con l'indicazione della traccia delle indagini geologiche svolte

Le analisi granulometriche condotte sui campioni prelevati (n°=11) nella coltre piroclastica dell'area d'interesse sono mostrate in Fig 2. I terreni si identificano come sabbie limose con ghiaia, perfettamente sovrapponibili al fuso identificato dai terreni A1, A2 e C1 campionati presso il sito sperimentale del Monte Faito (Forte et al., 2019).

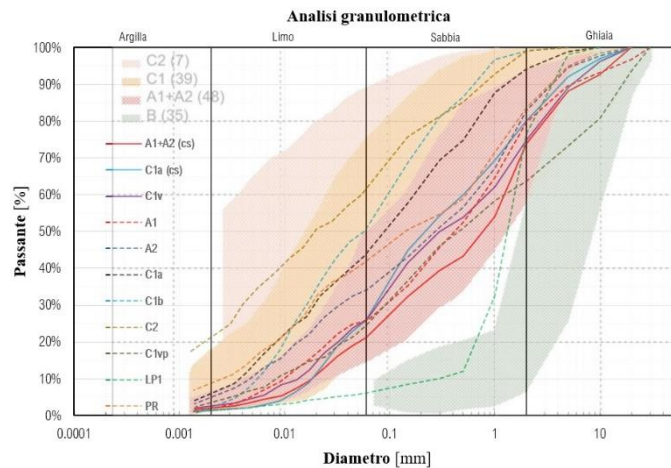


Fig 2. Curve granulometriche dei terreni del campo sperimentale di Salerno.

Le campagne di indagine finalizzate al prelievo di campioni indisturbati sono riportate in Tab 1.

Data	Campioni prelevati	Provini testati
31.01.2024	26	21
08.04.2024	17	7
29.04.2024	8	3

Tab 1. Campagne di indagine eseguite.

In Tab 2 sono riportati i valori medi delle principali proprietà fisiche dei terreni investigati. Per confronto sono riportati i valori medi delle medesime proprietà determinate per i terreni del sito sperimentale del Monte Faito (Dias et al., 2022).

Sito	Terreno	n (-)	G _s (-)	γ _d (kN/m ³)
Salerno	A1 (n = 1)	0.646	2.679	9.30
	A2 (n = 6)	0.592	2.690	10.78
M.te Faito	A1 (n=6)	0.648	2.606	9.18
	A2 (n=7)	0.695	2.688	8.19

Tab 2. Confronto tra le proprietà fisiche di Salerno e del M.te Faito.

Dalla Tab 2 emerge che i valori medi di porosità del terreno A2 risultano minori di quelli determinati sul litotipo analogo campionato al Monte Faito, e di conseguenza quelli del peso secco dell'unità di volume, γ_d, risultano maggiori.

3. Caratterizzazione idraulica

Il valore di permeabilità satura K_{sat} e la curva di ritenzione in essiccamento sono stati determinati per due campioni indisturbati afferenti agli strati A1 e A2, prelevati rispettivamente a 0.40m e 0.80m dal p.c. Per la determinazione della permeabilità satura è stata adottata la procedura descritta da Papa (2007) adoperando un permeometro a circuito chiuso, in cui il provino (72x60 mm) è stato preliminarmente sottoposto a saturazione per filtrazione a carico costante. Successivamente, il medesimo provino è stato estratto dal permeometro e sottoposto ad una prova di evaporazione nell'apparecchiatura ku-pF Apparatus MP10 in accordo alla procedura illustrata da Nicotera et al., (2010). In questo modo è stato possibile investigare la curva di ritenzione e la funzione di permeabilità in un range di valori della suzione di matrice minori di circa 70 kPa che rappresenta il limite superiore per i valori della suzione misurabili con i mini-tensiometri impiegati nel ku-pF Apparatus. Per raggiungere valori più elevati della suzione di matrice, è stato necessario integrare queste prove di evaporazione con la determinazione del contenuto d'acqua ad un valore della suzione di matrice pari a circa 400 kPa utilizzando la piastra di Richards. I dati ottenuti dalla sperimentazione in termini di suzione di matrice e contenuto d'acqua sono stati interpretati mediante il modello teorico di Van Genuchten, 1980. In Tab 3 sono riportati i valori dei parametri derivanti dal best-fitting dei dati sperimentali, messi a confronto con quelli determinati per gli analoghi terreni campionati al Monte Faito da Dias et al., (2022). In Fig 3 sono mostrate le curve di ritenzione determinate per i terreni A1 e A2 del campo sperimentale di Salerno insieme all'involuppo delle curve di ritenzione degli stessi litotipi appartenenti al sito sperimentale del Monte Faito.

Sito	Terreno	K_{sat} (m/s)	θ_s (m ³ /m ³)	θ_r (m ³ /m ³)	α (1/kPa)	n (-)
Salerno	A1 (n=1)	1.03 E-06	0.529	0.044	0.118	1.77
	A2 (n=1)	4.24 E-06	0.502	0.170	0.080	1.85
M.te Faito	A1 (n=5)	4.96 E-07	0.582	0.110	0.090	1.59
	A2 (n=6)	1.60 E-06	0.554	0.100	0.118	1.59

Tab 3. Parametri del modello di Van Genuchten.

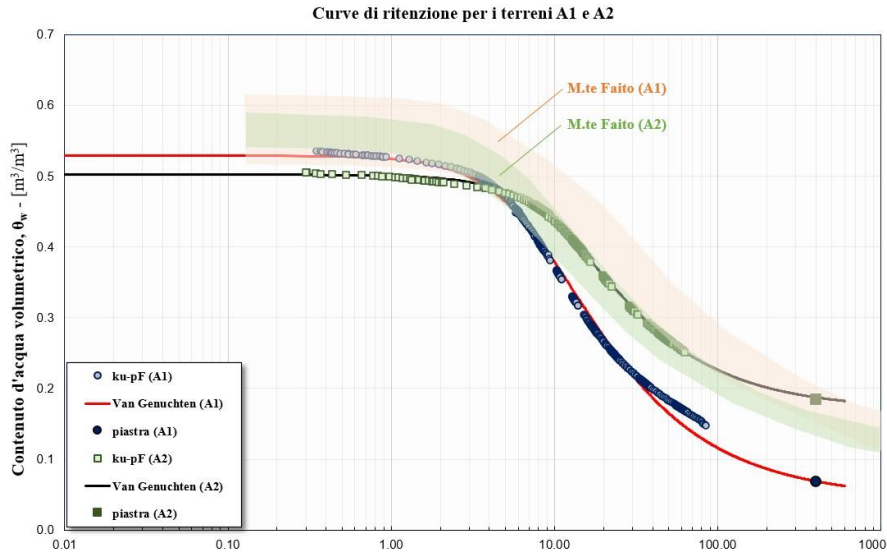


Fig 3. Curve di ritenzione per i terreni A1 e A2.

Dal confronto riportato emerge che le permeabilità dei terreni A1 e A2 del sito di Salerno sono superiori ai valori medi determinati per gli stessi terreni campionati presso il Monte Faito. La curva di ritenzione di A1 risulta al di fuori dell'involuppo definito per l'analogo terreno campionato nel sito del Monte Faito. Al contrario, la curva di ritenzione di A2 è completamente contenuta all'interno dell'involuppo delle curve di ritenzione definito per il terreno A2 del Monte Faito. Tuttavia, poiché al momento è disponibile una sola curva di ritenzione per ciascun litotipo, non è possibile trarre conclusioni definitive.

4. Caratterizzazione meccanica

Le prove di taglio diretto sono state eseguite con una velocità di scorrimento pari a 0.02 mm/min (Nicotera et al., 2015), su provini indisturbati di dimensioni pari a 6 x 6 x 2 cm prelevati dallo strato A2. In Tab 4 sono elencate le prove eseguite e le condizioni adottate: tensione normale applicata, velocità di prova e caratteristiche fisiche iniziali dei provini. La maggior parte delle prove di taglio diretto sono state condotte sommergendo con acqua il provino, inizialmente non saturo, durante la fase di consolidazione (ID.1-3 in Tab 4); una terna di prove è stata eseguita senza variare il contenuto d'acqua di campionamento che può essere assunto come "naturale" (ID.4 in Tab 4); infine ulteriori tre prove sono state condotte sommergendo con acqua i provini durante la fase di taglio dopo il raggiungimento del picco della tensione tangenziale (ID.5 in Tab 4).

ID.	Terreno e profondità di prelievo	Tipo di prova	Tensione verticale (kPa)	γ (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	w_0 (-)	n_0 (-)	$S_{r,0}$ (-)
1	A2 1.00 m	sommersa	20	14.85	12.98	0.14	0.51	0.37
			50	14.71	12.51	0.18	0.53	0.42
			80	14.77	13.06	0.13	0.51	0.34
2	A2 0.45 m	sommersa	30	13.68	11.47	0.19	0.57	0.39
			70	13.43	11.28	0.19	0.57	0.37
			120	14.75	12.49	0.18	0.53	0.43
3	A2 0.50 m	sommersa + sovracons.	400-20	15.49	13.33	0.16	0.5	0.44
4	A1-A2 0.50 m	$W_{nat} = cost$	20	12.9	11.07	0.17	0.58	0.31
			50	13.64	11.49	0.19	0.56	0.38
			80	12.1	9.5	0.27	0.64	0.40
5	A2 0.80 m	$W_{nat} +$ sommersa al picco	20	14.71	12.52	0.17	0.53	0.42
			50	14.77	12.53	0.18	0.53	0.43
			80	14.85	12.41	0.20	0.53	0.46

Tab 4. Prove di taglio diretto eseguite sui provini del terreno A2 a diverse profondità di prelievo.

I risultati delle prove di taglio diretto eseguite sul terreno A2, alle diverse tensioni normali elencate in precedenza, sono riportati in Fig 4. Il comportamento meccanico del terreno oggetto di studio è di tipo duttile e contraente. Si osserva un comportamento di tipo fragile e dilatante solamente per il provino al quale è stata applicata una tensione normale di 400 kPa successivamente ridotta a 20 kPa (condizioni di carico adoperate allo scopo di indurre una sovraconsolidazione del provino).

È utile sottolineare a seguito della sommersione del provino nel corso della fase di consolidazione, si registra un cedimento, riconducibile a un collasso volumetrico, dell'ordine di circa 0.7 mm. Questo stesso valore è stato mediamente registrato per tutti i provini testati durante la sperimentazione.

Dai risultati ottenuti dalle prove di taglio diretto è stato possibile ricavare l'involuppo di rottura nel piano τ - σ_v mostrato in Fig 5. L'involuppo di rottura dei provini sottoposti alla prova di taglio con sommersione in consolidazione fornisce un valore dell'angolo di attrito allo stato critico pari a 38.5°, valore paragonabile con quello ottenuto per lo stesso terreno campionato al sito del Monte Faito da prove di taglio diretto ($\phi'=38.4^\circ$) (Forte et al., 2019). Invece, i provini sottoposti a prova in condizioni naturali giungono a rottura in condizioni di parziale saturazione (ID. 4 in Tab 4), per questi non è stato ritenuto opportuno determinare un unico involucro di resistenza dal momento che si riferiscono a gradi di saturazione e porosità iniziali differenti.

I risultati delle prove condotte a contenuto d'acqua naturale sono stati interpretati considerando la tensione efficace definita da Bishop (1959) σ_v^* :

$$\sigma_v^* = \sigma_v + S_r \cdot s$$

dove σ_v è la tensione normale applicata, S_r il grado di saturazione a inizio prova mentre s è la suzione corrispondente ricavata dalla curva di ritenzione ottenuta per il terreno A2 (Fig 3) adottando il valore medio di porosità riportato in Tab 2.

I valori di τ , σ_v^* corrispondenti alle prove condotte a contenuto d'acqua naturale (ID.4 e i valori al picco-pre-sommersione della terna ID.5 in Tab 4) sono stati riportati con quelli ottenuti da prove con sommersione in consolidazione (ID.1-3 in Tab 4) in Fig 6. È possibile notare che, se tali valori sono inclusi nell'involuppo, risulta un angolo d'attrito allo stato critico di 37.5°, prossimo a quello determinato considerando solo i valori

derivanti dalle prove con sommersione in consolidazione.

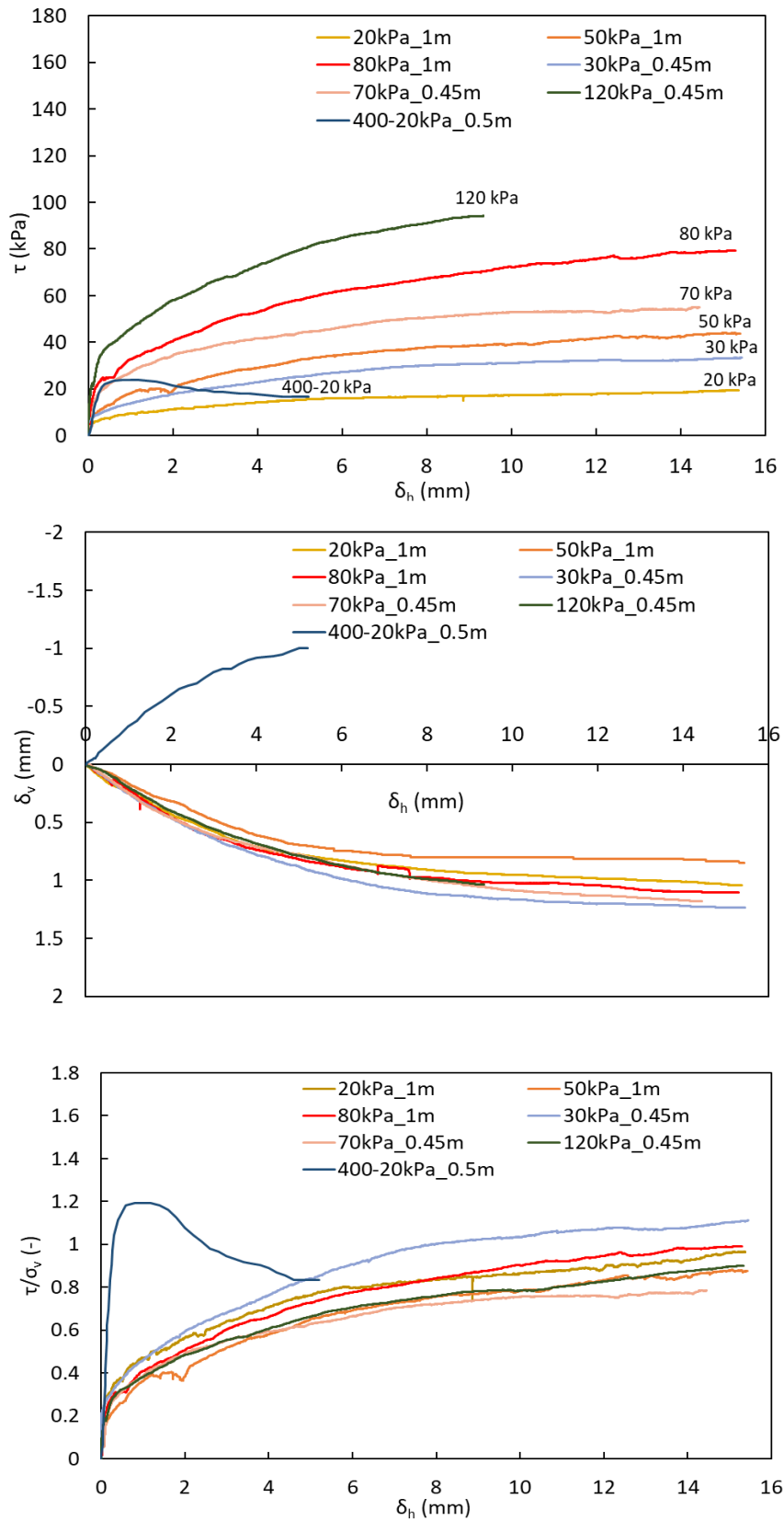


Fig 4. Risultati di prove di taglio diretto con sommersione in consolidazione su terreno A2.

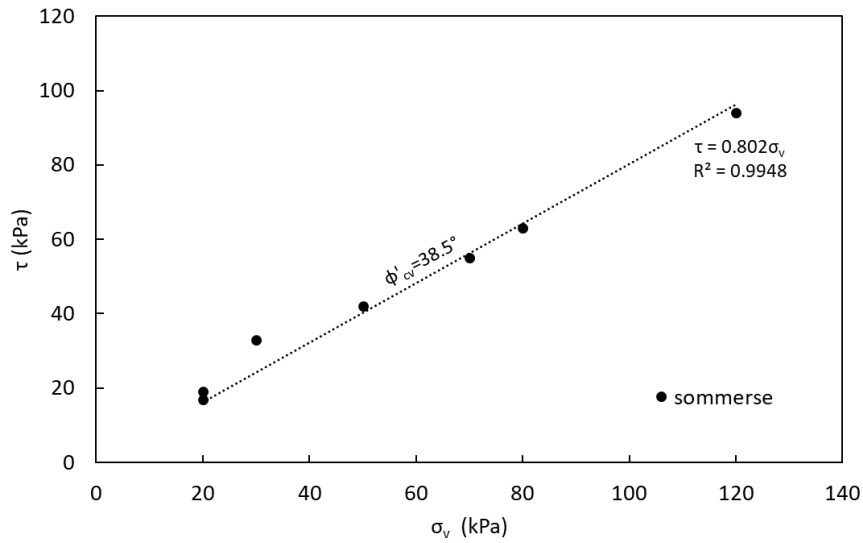


Fig 5. Involuppo di rottura allo stato critico.

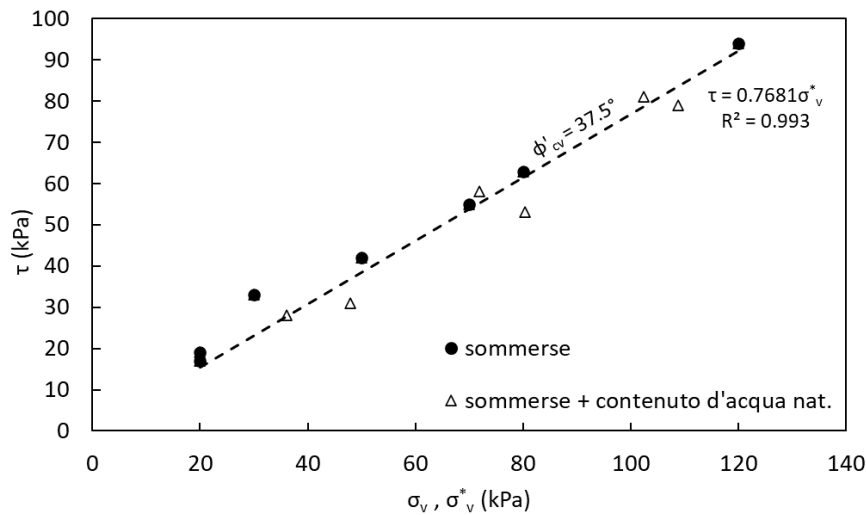


Fig 6. Involuppo di rottura allo stato critico, adottando la tensione efficace definita da Bishop.

6. Osservazioni conclusive

La presente nota descrive i risultati della caratterizzazione idro-meccanica della copertura piroclastica del sito sperimentale di Salerno. In particolare, sono state determinate le curve di ritenzione, la permeabilità satura, e l'angolo d'attrito allo stato critico. I valori ottenuti risultano confrontabili con quelli determinati per lo stesso litotipo campionato al sito sperimentale del Monte Faito.

I parametri ottenuti saranno adottati in un modello numerico volto alla progettazione della prova di simulazione della pioggia artificiale da eseguire in sito.

Ringraziamenti

Lo studio pubblicato è stato finanziato dall'Unione Europea – Next Generation EU, nell'ambito del progetto PRIN 2022 – “Integrated apPROach for MITigation of flowSlidE risk: fullscale test and advanced numerical modelling (PROMISE)”, (CUP E53D23003430006).

Bibliografia

- Bishop, A. W. (1959). The principle of effective stress. *Teknisk Ukeblad*, 106(39), 859-863.
- Dias, A. S., Pirone, M., Nicotera, M. V., & Urciuoli, G. (2022). Hydraulic characterization of an unsaturated vegetated soil: The role of plant roots and hydraulic hysteresis. *Geomechanics for Energy and the Environment*, 30, 100235.
- Forte, G., Pirone, M., Santo, A., Nicotera, M. V., & Urciuoli, G. (2019). Triggering and predisposing factors for flow-like landslides in pyroclastic soils: the case study of the Lattari Mts. (southern Italy). *Engineering Geology*, 257, 105137.
- Nicotera, M. V., Papa, R., & Urciuoli, G. (2010). An experimental technique for determining the hydraulic properties of unsaturated pyroclastic soils. *Geotechnical Testing Journal*, 33(4), 263-285.
- Nicotera, M. V., Papa, R., & Urciuoli, G. (2015). The hydro-mechanical behaviour of unsaturated pyroclastic soils: An experimental investigation. *Engineering Geology*, 195, 70-84.
- Pagano, L., Rianna, G., Zingariello, M. C., Urciuoli, G. (2011). Un sistema di allarme preventivo per la previsione di fenomeni di colata in terreni piroclastici. Stabilità dei pendii parzialmente saturi. Sperimentazione in laboratorio e in sito. Modellazione. Urciuoli, Gianfranco.
- Papa, R. (2007). Indagine sperimentale sulla coltre piroclastica di un versante della Campania. Tesi di dottorato, Università degli Studi di Napoli Federico II.
- Pirone, M., Papa, R., Nicotera, M. V., & Urciuoli, G. (2015). In situ monitoring of the groundwater field in an unsaturated pyroclastic slope for slope stability evaluation. *Landslides*, 12, 259-276.
- Papa, R. (2007). Indagine sperimentale sulla coltre piroclastica di un versante della Campania. Tesi di dottorato, Università degli Studi di Napoli Federico II
- Picarelli, L., Santo, A., Di Crescenzo, G., & Olivares, L. (2008). Macro-zoning of areas susceptible to flowslide in pyroclastic soils in Campania Region. *Landslides and Engineered Slopes. From the Past to the Future*, 2, 1951-1957.
- Van Genuchten, M. T. (1980). A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. *Soil science society of America journal*, 44(5), 892-898.



ANALISI SPERIMENTALE DELLE PROPRIETÀ TERMICHE DEI TERRENI TRATTATI

Salvatore Erminio

Università degli Studi di Cassino e del Lazio Meridionale
e.salvatore@unicas.it

Michela Arciero

Università degli Studi di Cassino e del Lazio Meridionale
michela.arciero@unicas.it

Berhanu Arega Tadesse

Università degli Studi di Cassino e del Lazio Meridionale
berhanuarega.tadesse@studentmail.unicas.it

Giuseppe Modoni

Università degli Studi di Cassino e del Lazio Meridionale
modoni@unicas.it

Paolo Croce

Università degli Studi di Cassino e del Lazio Meridionale
croce@unicas.it

Sommario

La presente nota mostra i risultati preliminari di una linea di ricerca volta al miglioramento delle proprietà termiche dei terreni.

In particolare, si descrive un'apparecchiatura prototipale per la misura delle proprietà termiche e si espongono i primi risultati ottenuti su di una sabbia silicea di riferimento trattata mediante iniezioni di nanosilice colloidale o miscelata con cemento.

1. Introduzione

Le problematiche connesse al surriscaldamento globale ed alla sostenibilità ambientale spingono incessantemente i ricercatori allo sviluppo di tecnologie innovative per l'efficientamento energetico delle attività antropiche (Soares et al., 2018). In quest'ottica, numerose sono le tecnologie che prevedono l'utilizzo della risorsa sottosuolo come sorgente per l'estrazione del calore o serbatoio per il suo stoccaggio.

Le pompe di calore geotermiche (Ground Source Heat Pump, GSHP) sfruttano la temperatura pressoché costante del sottosuolo, 12÷15°C a partire dai 15m di profondità, per preriscaldare/preraffreddare il fluido termovettore degli impianti di riscaldamento/raffrescamento (Bernier M., 2006; Brandl, 2006; Laloui, 2006; ASHRAE, 2015). Gli scambiatori di calore aria-terreno (Earth Air Heat Exchanger EAHE) rappresentano un'opzione a basso costo per il raffrescamento degli ambienti in zone climatiche particolarmente calde che utilizza come fluido termovettore l'aria atmosferica che viene inizialmente raffreddata facendola circolare all'interno di condotte sotterranee e successivamente immessa negli

ambienti da condizionare (Sehli et al., 2012; Kaushal, 2017). I sistemi di stoccaggio dell'energia termica (Thermal Energy Storage, TES) utilizzano il sottosuolo come serbatoio di accumulo dell'energia per ridurre lo sfasamento temporale tra produzione e domanda dell'energia. I sistemi di accumulo mediante perforazioni (Soil- Borehole Thermal Energy Storage System, BTS) prevedono il riscaldamento del sottosuolo per mezzo di sonde termiche all'interno delle quali circola un fluido termovettore (Sanner and Knoblich, 1999; Diersch et al., 2011; Lanini et al., 2014; Başer and McCartney, 2015; Catolico et al., 2016).

In tutte le sopracitate applicazioni la conducibilità e la capacità termica dei terreni regolano i processi di scambio termico e la capacità di accumulo di energia nel sottosuolo determinandone l'efficienza. Sulla base di questo assunto, la linea di ricerca di cui il presente contributo mostra i risultati preliminari, è volta al miglioramento delle proprietà termiche dei terreni mediante la modifica della composizione e/o dello stato del materiale.

Sono state eseguite prove di conducibilità termica in regime transitorio su campioni di forma parallelepipedica confezionati con sabbia naturale asciutta o satura e con sabbia trattata mediante iniezione di nanosilice colloidale o miscelata con differenti concentrazioni di cemento. Conducibilità (k) e capacità termica (C) dei materiali sono stati calcolati per back-analysis adottando un modello numerico alle differenze finite.

2. Sperimentazione

2.1 L'apparato sperimentale

La sperimentazione è stata eseguita utilizzando una cella termica appositamente sviluppata (vedi Fig. 1) costituita da un involucro in polistirene espanso ($C=1450\text{J/kgK}$ e $k=0.034\text{W/mK}$) di forma parallelepipedica ($H=140\text{mm}$, $B=120\text{mm}$, $L=235\text{mm}$) suddiviso in due scomparti mediante un sandwich composto centralmente dalla piastra riscaldante ed esternamente da due lastre in alluminio ($C=880\text{J/kgK}$ e $k=200\text{W/mK}$). Le due estremità della cella sono costituite da due piastre in alluminio in maniera da realizzare una geometria di trasmissione del calore monodimensionale. La particolare geometria a doppio scomparto è stata concepita per minimizzare il disturbo dovuto alla presenza delle termocoppie che sono infatti installate con passo di 23mm l'una dall'altra, ma in maniera alternata nei due campioni.

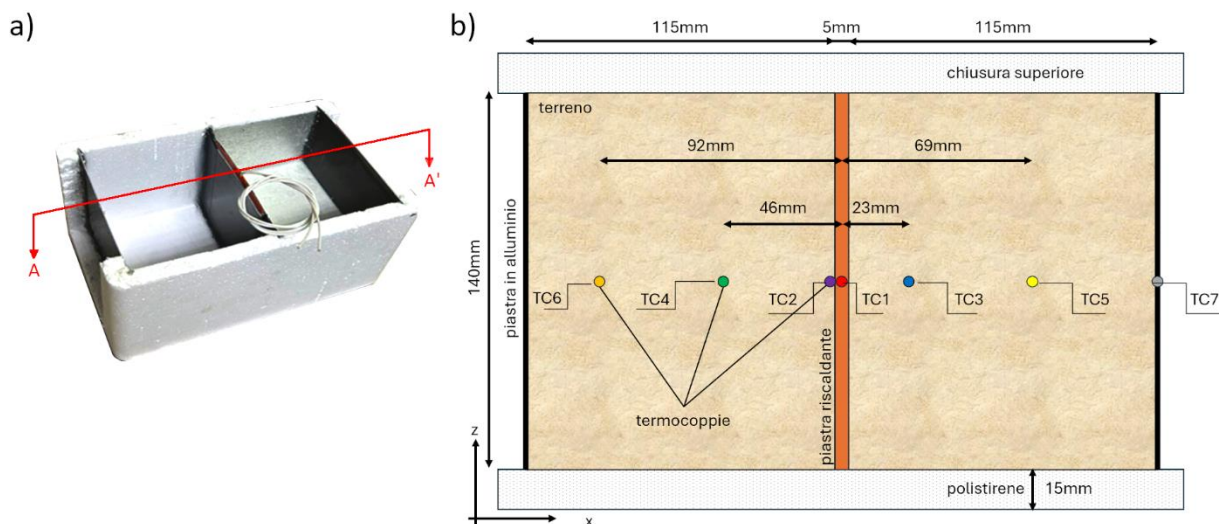


Fig 1. Dispositivo di prova per la misura delle proprietà termiche. a) fotografia, b) sezione verticale A-A'.

La piastra riscaldante, alimentata in corrente continua da un alimentatore stabilizzato EUTRON BV340 30-10, è costituita da una resistenza in Ni-Cr rivestita esternamente da gomma siliconica ed accoppiata a due piastre in alluminio per mezzo di grasso termico siliconico ($k=5\text{W/mK}$). Le termocoppie utilizzate

sono a giunzione esposta di tipo K collegate ad un data-logger Agilent Keysight 3497 con acquisizione gestita mediante codice MatLab (The MathWorks Inc., 2022).

2.2 Programma di prove materiali utilizzati

Sono state eseguite prove di conducibilità termiche sui seguenti materiali: sabbia asciutta, sabbia satura, sabbia trattata con iniezioni di nanosilice colloidale a differenti concentrazioni di silice e a differenti giorni di stagionatura, e sabbia cementata con differenti concentrazioni di cemento e a differenti giorni di stagionatura.

La sabbia utilizzata nella sperimentazione è la sabbia di Fossanova S3 (Salvatore et al., 2018), una sabbia quarzifica estratta nella miniera di Fossanova per l'approvvigionamento delle industrie del vetro e delle ceramiche, caratterizzata da un diametro medio dei grani $D_{50}=0.303\text{mm}$, coefficiente di uniformità $C_u=1.6$, gravità specifica $G_s=2.65$, minimo e massimo indice dei vuoti rispettivamente $e_{\min}=0.476$ e $e_{\max}=0.821$.

La nanosilice adoperata è una sospensione acquosa di nanoparticelle di silice del diametro compreso tra i 2 e 100nm (Salvatore et al., 2020). La sospensione, confezionata con una concentrazione di nanosilice del 3-5% in peso (calcolata sul peso della sabbia) è stata additivata con una soluzione acquosa di cloruro di sodio al 3% in peso per ottenerne la completa gelificazione in un tempo di circa 30 minuti.

Il cemento adoperato è un cemento Portland ordinario (Colacem CEM II/B-LL 32.5 R).

I campioni sono stati confezionati all'interno della cella termica per deposizione e successivo dry-tamping di strati dello spessore di 20mm. Successivamente, quando richiesto, il materiale è stato saturato dal basso verso l'alto con acqua oppure con la nanosilice colloidale preventivamente additivata con la sospensione di NaCl.

I campioni di terreno cementato sono stati invece realizzati miscelando preventivamente la sabbia con la polvere di cemento e successivamente aggiungendo, all'interno di un apposito agitatore, il quantitativo di acqua necessario ad ottenere un rapporto acqua cemento $A/C=0.4$. Il materiale così ottenuto è stato depositato nell'apparato di misura a strati dello spessore di 20mm e quindi compattato per tamping.

Una volta realizzato il campione e quando necessario atteso il prefissato periodo di stagionatura, la prova è stata eseguita alimentando la piastra riscaldante con valori costanti di voltaggio e corrente (tipicamente $V=10\text{V}$ $A=0.8\text{A}$) e registrando nel tempo, mediante le termocoppie, i valori della temperatura all'interno del campione.

2.3 Risultati

Terminata la sperimentazione, le prove sono state analizzate a ritroso mediante un software alle differenze finite (Itasca Consulting Group, Inc., 2019) calibrando le proprietà termiche dei materiali (conducibilità e capacità termica) per ottenere la migliore corrispondenza tra risultati sperimentali e numerici.

Il modello numerico (Fig. 2a) simula un unico scomparto della cella termica implementando la condizione di flusso imposto sulla frontiera sinistra a simulare la piastra riscaldante, la condizione di flusso nullo a simulare la superficie adiabatica superiore e inferiore configurata dal contenitore in polistirene e la condizione di convezione naturale sulla frontiera destra a simulare la naturale dispersione del calore per convezione con l'ambiente esterno. Con riferimento a quest'ultima condizione a contorno è stato adottato un coefficiente di trasferimento termico per convezione naturale $h=20\text{W/m}^2\text{K}$ scelto mediante procedura trial and error per ottenere il best fitting tra i risultati numerici e le misure sperimentali.

In Tab. 1 si riporta per ogni campione la densità e la percentuale di additivo (i.e. nanosilice colloidale o cemento) adottata per il trattamento. Si riporta inoltre il flusso termico generato mediante la piastra riscaldante durante la prova ed i risultati ottenuti mediante la back-analisi numerica in termini di capacità e conducibilità termica.

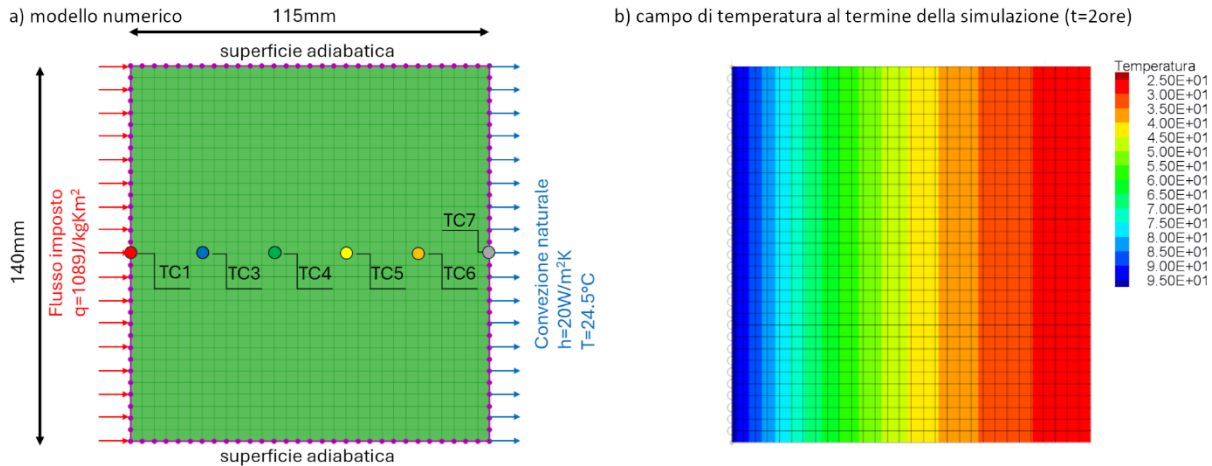


Fig 2. a) descrizione della geometria del modello numerico e delle condizioni al contorno con riferimento alla prova T1, b) campo di temperatura calcolato al termine della prova T1.

Tab 1. Proprietà fisiche dei campioni e proprietà termiche misurate.

ID	ρ (kg/m ³)	trattamento	χ_{add} (%)	curing (giorni)	q (J/kg K m ²)	C (W/kgK)	k (W/mK)
T1	1497	no - asciutto	-	-	1089	1700	0.8
T3	2000	no - saturo	-	-	400	1900	3.7
T4a	1991	nanosilice	3	1	402	2000	4.2
T4b	1991	nanosilice	3	3	420	2000	4.5
T4c	1991	nanosilice	3	5	330	2000	4.5
T5a	1986	nanosilice	5	1	380	2000	4.4
T5b	1986	nanosilice	5	3	390	2000	4.4
T5c	1986	nanosilice	5	5	382	2000	4.4
T5d	1986	nanosilice	5	10	376	2000	4.4
T1G	1900	cemento	15	14	1200	1700	3.3
T2G	1900	cemento	29	14	1400	1700	3.8

con ρ : densità dei campioni, χ_{add} : percentuale di additivo rispetto al peso della sabbia, curing: giorni di stagionatura, q: flusso termico imposto, C: calore specifico, k: conducibilità termica.

In Fig. 3 si riportano per le prove più significative i grafici di confronto tra i risultati sperimentali e la back-analisi numerica in termini di curve temperatura-tempo nei differenti punti di controllo.

I risultati ottenuti sulla sabbia naturale, in accordo con i dati di letteratura (Hamdhan and Clarke, 2010; Zang and Wang, 2017), mostrano un aumento delle proprietà termiche del campione saturo rispetto a quello asciutto. In particolare, la capacità termica passa da 1700J/kgK per il campione asciutto a 1900J/kgK per il campione saturo e la conducibilità termica aumenta da 0.8 a 3.7W/mK.

I campioni trattati con nanosilice colloidale mostrano un ulteriore aumento della capacità termica che risulta pari a 2000J/kgK indipendentemente dalla percentuale di nanosilice iniettata e dai giorni di stagionatura. Il valore della conducibilità termica misurata ad un giorno dall'iniezione della sospensione risulta pari a 4.2W/mK per il campione trattato con una percentuale di nanosilice $\chi_{NS}=3\%$ e pari a 4.4W/mK per il campione trattato con una percentuale di nanosilice $\chi_{NS}=5\%$. A tre giorni di stagionatura si osserva un lieve aumento della conducibilità termica per il campione trattato con una percentuale di nanosilice $\chi_{NS}=3\%$ che raggiunge i 4.4W/mK, mentre non si registra alcuna variazione delle proprietà termiche per il campione trattato con una percentuale di nanosilice $\chi_{NS}=5\%$.

Il trattamento a cemento ha anch'esso prodotto un miglioramento della conducibilità termica del materiale che risulta pari a 3.3W/mK per la sabbia trattata con una percentuale di cemento $\chi_C=15\%$ e pari a 3.8W/mK per la sabbia trattata con una percentuale di cemento $\chi_C=30\%$. Non è stata invece osservata una variazione del calore specifico rispetto alla sabbia asciutta.

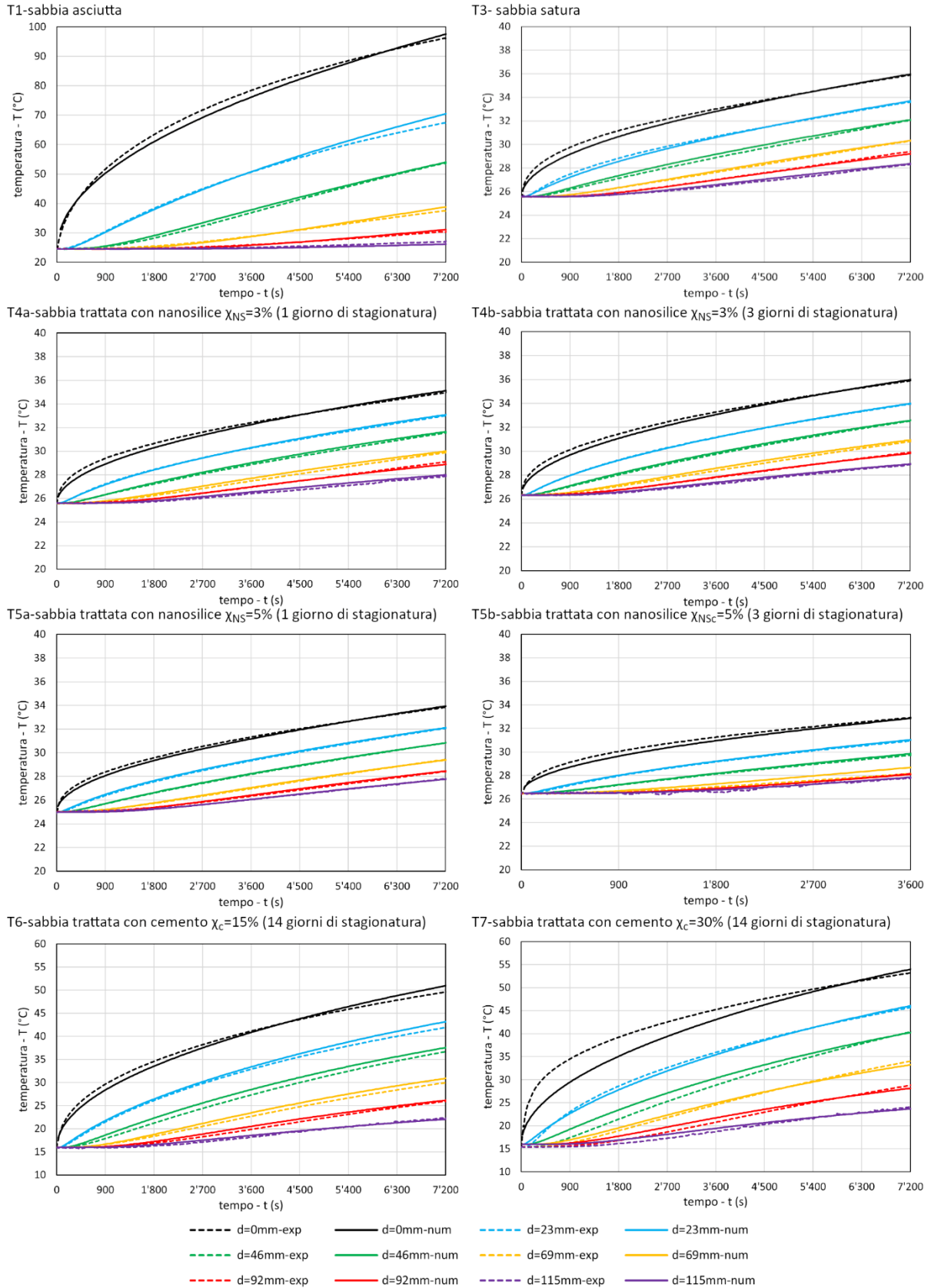


Fig 3. Confronto tra i dati sperimentali ed i risultati numerici in termini di curve temperatura-tempo per i punti di controllo posti a diverse distanze dalla sorgente.

3. Conclusioni

La studio proposto nel presente contributo mostra i primi risultati di una ricerca volta al miglioramento delle capacità termiche dei terreni. Si è descritta un'apparecchiatura prototipale per la misura delle proprietà termiche e sono stati mostrati i risultati ottenuti su di una sabbia di riferimento e sulla medesima sabbia trattata con tecniche differenti.

I risultati ottenuti mostrano come le due tecniche di trattamento considerate: iniezione a bassa pressione di nanosilice colloidale e cementazione (ottenibile in sito con tecniche differenti, per esempio mediante jet-grouting) possano essere efficacemente utilizzate per migliorare le proprietà termiche delle sabbie e quindi il rendimento degli impianti geotermici.

In particolare, tale miglioramento risulta essere sostanziale con riferimento ai terreni asciutti, o comunque caratterizzati da bassi livelli di saturazione e meno importante nei terreni saturi naturalmente dotati di migliori proprietà termiche.

Sviluppi futuri della ricerca saranno volti a fornire gli strumenti necessari per la progettazione dei trattamenti, per la loro esecuzione ed i successivi controlli.

Ringraziamenti

La ricerca che ha prodotto i sopraesposti risultati è stata finanziata dal progetto “Ecosistema dell'innovazione - Rome Technopole” financed by EU in NextGenerationEU plan through MUR Decree n. 1051 23.06.2022 - CUP H33C22000420001.

Bibliografia

- A. S. H. R. A. E. (2009). American society of Heating. “Handbook-Fundamentals”, *Refrigerating and Air-Conditioning Engineers*.
- Baser, T., & McCartney, J. S. (2015). “Development of a full-scale soil-borehole thermal energy storage system”. In *IFCEE 2015* (pp. 1608-1617).
- Bernier M. (2006). “Closed-loop ground-coupled heat pump systems”. *ASHRAE J* 2006;48(9): 13-24.
- Brandl, H., (2006). “Energy foundations and other thermo-active ground structures. (Rankine-Lecture)”. *Géotechnique*, Vol. LVI 2, pp. 81-122.
- Diersch, H. J., Bauer, D., Heidemann, W., Rühaak, W., & Schätzl, P. (2011). “Finite element modeling of borehole heat exchanger systems: Part 1. Fundamentals”. *Computers & Geosciences*, 37(8), 1122-1135.
- Itasca Consulting Group, Inc. (2019) *FLAC — Fast Lagrangian Analysis of Continua*, Minneapolis: Itasca.
- Hamdhan, I. N., & Clarke, B. G. (2010, April). Determination of thermal conductivity of coarse and fine sand soils. In *Proceedings World Geothermal Congress* (Vol. 2010).
- Kaushal, M. (2017). “Geothermal cooling/heating using ground heat exchanger for various experimental and analytical studies: Comprehensive review”. *Energy and Buildings*, 139, 634-652.
- Laloui, L., Nuth, M., & Vulliet, L. (2006). “Experimental and numerical investigations of the behaviour of a heat exchanger pile”. *International journal for numerical and analytical methods in geomechanics*, 30(8), 763-781.
- Lanini, S., Delaleux, F., Py, X., Olivès, R., & Nguyen, D. (2014). “Improvement of borehole thermal energy storage design based on experimental and modelling results”. *Energy and Buildings*, 77, 393-400.
- Salvatore, E., Andò, E., Proia, R., Modoni, G., & Viggiani, G. (2018). Effect of strain localization on the response of granular materials subjected to monotonic and cyclic triaxial tests. *Rivista Italiana di Geotecnica*, 52(2), 30-43.
- Salvatore, E., Modoni, G., Mascolo, M. C., Grassi, D., & Spagnoli, G. (2020). Experimental evidence of the effectiveness and applicability of colloidal nanosilica grouting for liquefaction mitigation. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 146(10), 04020108.
- Sanner, B., & Knoblich, K. (1999). “Advantages and problems of high temperature underground thermal energy storage”. *Bulletin d'Hydrogéologie*, 17, 341-348.
- Soares, N., Martins, A. G., Carvalho, A. L., Caldeira, C., Du, C., Castanheira, É., ... & Garcia, R. (2018). “The challenging paradigm of interrelated energy systems towards a more sustainable future”. *Renewable and sustainable energy reviews*, 95, 171-193.
- The MathWorks Inc. (2022). MATLAB version: 9.13.0 (R2022b), Natick, Massachusetts: The MathWorks Inc. <https://www.mathworks.com>.
- Zhang, N., & Wang, Z. (2017). Review of soil thermal conductivity and predictive models. *International Journal of Thermal Sciences*, 117, 172-183.



**A FEASIBILITY STUDY FOR THE DESIGN OF AN ADVANCED OEDOMETER FOR
GEOCHEMO-HYDRO-MECHANICAL PROCESSES**

Hidayat Ullah

*Politecnico di Torino, Department of Structural, Geotechnical and Building Engineering
hidayat.ullah@polito.it*

Renato Maria Cosentini

*Politecnico di Torino, Department of Structural, Geotechnical and Building Engineering
renato.cosentini@polito.it*

Guido Musso

*Politecnico di Torino, Department of Structural, Geotechnical and Building Engineering
guido.musso@polito.it*

Abstract

Clayey formations (soils and rocks) are often used to contain pollutants and, in the context of the transition to sustainable energy, to store non-aqueous fluids such as CO₂ and hydrogen. Both the low permeability and the high water retention properties of these materials are exploited in engineering applications to limit the transport of contaminants and non-aqueous fluid. However, it is well known that the chemo-mechanical interaction between the fluid and the geomaterial can trigger mineralogical and fabric changes, which can induce deformations and impact on the hydro-mechanical behaviour. For one, some minerals might react with the contaminant, giving rise to precipitation/dissolution of solids. For another, mechanical changes might also occur as the electrostatic interaction between the soil particles and the fluid evolves with the pore fluid composition, affecting the fabric of the geomaterial. These complex interactions can be characterized by a robust integration of multi-physics modelling and experiments. To this aim, an advanced oedometer for testing the hydro-mechanical response of clayey samples exposed to the transport of acid solutions and non-aqueous fluids was designed. The oedometer allows the control of pore fluid pressure/chemical composition at its top and bottom. To investigate with non-invasive techniques the local evolution of the sample porosity and fabric, the oedometer is also equipped with ultrasonic wave transducers and electrodes for Electrical Resistivity Tomography (ERT). This paper presents the feasibility study of the advanced oedometer.

1. Introduction

Clayey soils and rocks are often used as barriers in waste disposal, contaminant containment and geological storage of carbon dioxide (CO₂) and hydrogen because of their very low permeability and high water retention capability. The hydro-mechanical behaviour of these geomaterials might be significantly affected by the interaction with the pore fluids and the contaminants dissolved in them (e.g. Musso et al. 2024), both because of electrostatic interactions between the clay particles and the fluid,

which impact on the soil fabric, and of geochemical reactions between minerals and solute, which might lead to dissolution/precipitation of certain minerals such as carbonates.

Experimental tests aimed at studying coupled chemo-hydro-mechanical processes usually involve transient conditions, imposed either through diffusive or advective transport of contaminants or non-aqueous fluids (e.g. Rohmer et al., 2016). A comprehensive understanding of the chemo-mechanical processes can be enforced by complementing external measurements, such as the displacements at the sample ends, with non-invasive measurements which can be used to detect local changes in fabric, porosity, and pore fluid composition.

To study the effects of contaminant and non-aqueous fluids in flowthrough conditions, an advanced oedometer cell with electrodes and ultrasonic wave transducers was designed. Ultrasonic (P and S) measurements are of interest as wave velocities depend on the elastic properties, which are a function of fabric and porosity and, in the case of P waves, of the compressibility of the pore fluid. Electrodes are used for electrical measurements, to determine the evolution of the electrical conductivity within the sample through Electrical Resistivity Tomography (ERT). The reconstructed electrical conductivity can be related to the porosity and pore fluid composition. This paper presents a feasibility study aimed at defining both the potentialities of the oedometer and an effective protocol of measurements for ERT reconstructions.

2. Advanced Oedometer Cell

The advanced oedometer (Figure 1) is made of corrosion-resistant INOX AISI 304, enabling it to withstand the harsh conditions of low pH and other corrosive solutions. The oedometer ring is equipped with electrodes for ERT on its periphery and ultrasonic wave transducers on its top and bottom. Drainage is provided at the bottom and top of the oedometer to inject different fluids. The oedometer ring has a diameter of 50 mm and a height of 25 mm and is equipped with 16 electrodes, evenly distributed on two planes (8 per plane) (Figure 1.a and 1.b), respectively at 8 mm and 17 mm from the bottom. The electrodes on each plane are offset by 22.5° and they are numbered anticlockwise as shown in Figure 1.b (first plane electrodes in black and second plane electrodes in red). The purpose of this configuration is the reconstruction of the specimen electrical resistivity, through tomographic inversions, which require the definition of suitable measurement protocols. To ensure that the injected electrical current travels through the specimen and avoid the development of electrical bridges, which could hijack the electrical signals outside of the sample, the interior wall of the oedometer ring was insulated with a 3D printed plastic ring with a thickness of 0.5mm (Figure 1.b).

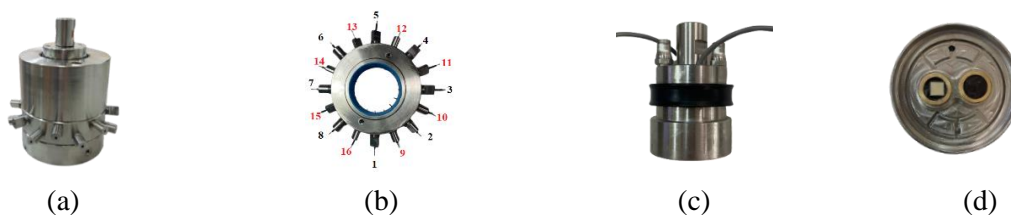


Figure 1. Different parts of the advanced oedometer. (a). General overview of cell (b). Ring with 16 electrodes and plastic insulant (in blue) (c). top cap with special O-ring and removable piston (d) Base with drainage holes and ultrasonic wave transducers.

The advanced oedometer utilizes non-interfering piezoelectric elements specialized for P-wave and S-wave measurements. Flat-shaped piezoelectric elements with a square cross-section, produced by CTS/Noliac, were utilized. The multilayer piezoceramic elements were encapsulated in a custom-made metal mould and then coated with special epoxy resins. The system along with dedicated software was realized by Megaris s.r.l. The ultrasonic wave transducers are meant to investigate the evolution of elastic properties of geomaterials at low strains, as the injecting fluid propagates through the sample over time. The porous stones at the base and top are shaped accordingly to accommodate the two piezoelectric elements.

3. Setup of electrical resistivity and protocols of measurement

Electrical resistivity measurements require two electrodes (A and B) to inject the electrical current, and the other two (M and N) to measure the potential drop. Different combinations of these quadruples lead to a high number of measurements for ERT. The quality of tomography, in a heterogenous electrical conductivity distribution, is related to the number of measurements. In contrast, the number of measurements is limited by the acquisition and the inversion time for electrical tomographic reconstruction. A compromise is therefore made between the number of measurements and the quality of reconstruction maps of electrical conductivity.

The feasibility study outlined in this note serves three main purposes. First, it aims to investigate the potential impact of specimen boundaries, such as the 3D printed ring on the periphery and the porous stone and piezoelectric on the bases, on electrical measurements. This includes ensuring that there are no electrical bridges in the outer part of the cell (metallic part). Second, the study seeks to identify which electrical measurements could result in a more refined reconstruction of electrical maps. For this purpose, three different measurement protocols were chosen to conduct both laboratory and numerical (synthetic) measurements, with the results being compared. Lastly, the study evaluates the capabilities of an open-source code for reconstructing electrical conductivity maps, by inverting synthetic data with a heterogeneous distribution of electrical conductivity associated with the previously identified measurement protocol.

3.1 Protocols of measurements

The protocols served two purposes: to check the proper electrical functioning of the advanced oedometer and to determine the most effective measurements for reconstructing electrical conductivity maps. Protocol-1 and Protocol-2 only involve measurements where injecting (AB) and measuring (MN) electrodes lay all on the same plane. In Protocol-1 (Figure 2.a) the electrode A is fixed (1 for the upper plane and 9 for the lower plane) while the electrode B is switched (e.g. B=2, then B=3, ... B=8 for the upper plane). Once that electrode B is chosen, all the other possible electrode pairs are used as measuring M-N (e.g. for B=2, MN are 3-8, 4-8, ..., 7-8; 3-7, 4-7, ..., 6-7; 3-6, 4-6, 5-6;...;3-4). The whole sequence is then analogously repeated for the other plane. Overall, 210 combinations of quadruples are employed (105 each per plane).

In Protocol-2 (Figure 2.b) all possible combinations where A and B are opposite electrodes are used (e.g. A-B = 1-5). The potential is measured by M and N electrodes on either side of A-B (e.g. 2-3, 2-4, 3-4 and 6-7, 6-8, 7-8). The A-B electrodes are then changed (e.g. 2-6, 3-7 and 4-8) and the same scheme is again adopted for the M-N electrodes. This protocol consists of 48 measurements for each plane of electrodes.

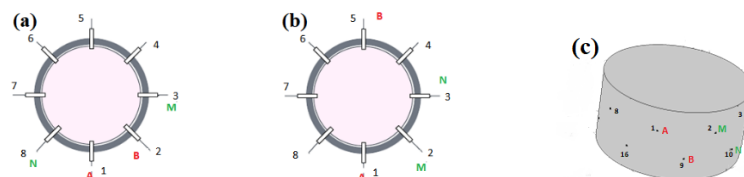


Figure 2. Examples of quadrupoles of different protocols (a) Protocol 1; (b) Protocol 2; (c) Protocol 3

According to Protocol-3, both the injecting pair AB and the measuring pair MN are on two different planes (see Figure 2.c). For instance, the current is injected by A-B = 1-9 and the potential is measured by M-N = 2-10, 3-11, 4-12, 5-13, 6-14, 7-15, and 8-16. The electrodes A-B are then switched to 2-10, 3-11 and so on. The total number of measurements from this protocol is 56. These three protocols were used both for synthetic (numerical) and laboratory measurements.

3.2 Geometrical factors

To exclude the relevance of the electrical reconstructions of preferential current paths (e.g. through electrical bridges in the cell structure) electrical measurements taken in the laboratory were compared

to the results of numerical simulations obtained with the Finite Element Method (FEM) software COMSOL®. The sequence of measurements was defined according to the 3 protocols already described and the comparison was made in terms of ‘geometric factors’.

A fictitious electrical resistance R can be identified relating the electrical potential drop ΔV_{MN} between electrodes M and N to the electrical current I injected by electrodes A and B :

$$R = \Delta V_{MN} / I \quad (1)$$

If the specimen is uniform, the electrical resistance is a function of the resistivity ρ and the mutual position of the four electrodes, expressed through a geometrical factor κ :

$$R = \rho \kappa \quad (2)$$

Experimental values of κ were determined using NaCl solutions with molarities of 0.2 M, 0.5M and 1 M, whose resistivity was preliminarily measured with a conductimeter. The saline solutions were then used to fill the oedometer cell. The Complex Impedance Tomograph, developed by Iridium Italy, was used for injecting currents and acquiring potentials (see Comina et al., 2010). The procedure was repeated for all the saline solutions adopted. For a given AB-MN quadrupole, the experimental κ was determined as the slope of the linear regression of the experimental couples (R , ρ) obtained as ρ varied. The theoretical geometrical factors were determined using the FEM code COMSOL assuming stationary conditions and validity of Ohm’s law. In COMSOL the “electric currents” module was utilized for solving the equation of electrical charge balance. The sample was discretized in triangular mesh of size 0.2-2.75 mm. The electrodes were assigned as points on the sample boundary, in turn simulating the injection of the electrical current / the measurement of the electrical potential. A condition of no electrical flow was imposed on the entire model boundary, excluding the AB electrodes in turn simulating current injection: injection of a 1A electrical current was simulated for electrode A and a fixed potential was imposed on electrode B. The sample was assigned an electrical resistivity of 1ohm·m. Following equations 1 and 2, the geometrical factor can be determined as $I = 1A$ and $\rho = 1 \text{ ohm} \cdot m$ then $\Delta V = \kappa$, will result in geometrical factor. Figure 3 shows a comparison of geometrical factors for the three protocols obtained both numerically and experimentally.

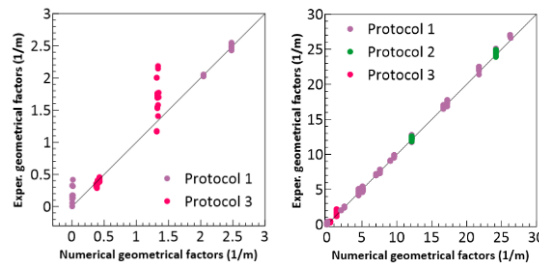


Figure 3. Comparison of experimental and numerical geometrical factors for protocols 1, 2 and 3.

The match between the experimental and the numerical geometrical factors was excellent in Protocol 2, where the relative difference between the numerical and the experimental cell constants was smaller than 10% for all the quadrupoles. The same criterion was satisfied by 95% of the quadrupoles of Protocol 1 and only by 54% of the quadrupoles of Protocol 3, where some measurements were found to be outliers affected by large errors. It shall be noticed that, at least some of them, are not related to electrical bridges arising in the cell, but rather to a poor information that can be recovered by the quadrupole because of the relative position of the electrodes, as discussed in the following section.

3.3 Finalizing the measurement protocols

In Protocol 1, some quadrupoles were set-up so that the measuring electrodes M and N had approximately the same electrical potential. For example, in Figure 4, the current is injected into electrodes 1-5 (A-B), and electrodes 3-7 (M-N) fall on the same potential line. As ΔV_{MN} approaches very small values in eq. (1), the experimental measurements become very sensitive to experimental tolerances or errors, leading to relatively large differences between theoretical and experimental geometrical factors. The ten quadrupoles with very small ΔV_{MN} were excluded from the final

measurement protocol.

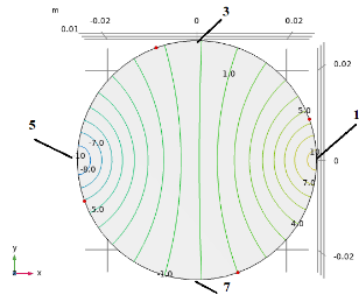


Figure 4. Electrical potential lines in the sample when current is injected in electrodes 1 and 5.

For Protocol 2 (Figure 2.b) no combinations of quadruples were excluded as the numerical and the geometrical factors were very similar. For some quadruples of Protocol 3, the difference between the experimental and numerical geometrical factors was higher than 10%. These measurements involved the quadruples for which the current injecting and potential measuring electrodes were in close vicinity and might have an effect of electrical interference. When A-B=1-9, the cell constant difference between experimental and numerical values was lowest for M-N pairs of 4-12, 5-13 and 6-14. These are the electrodes farthest and on the opposite side of electrodes 1-9.

The quadruples for which the difference between the experimental and numerical geometrical factor was higher than 10% were excluded from the final Protocol, which consisted of 200 quadruples from Protocol 1, 48 from Protocol 2 and 24 from Protocol 3.

4. Inversion of electrical resistivity data

In Electrical resistivity tomography (ERT) a forward model is used to predict the electrical potential readings expected according to a map of the electrical resistivity of the sample. Through an iterative process, the electrical resistivity of the mesh is adjusted to minimize the difference between the modeled and measured data. The open-source code ResIPY (Blanchy et al., 2020), which allows a flexible definition of the geometry and electrodes' positions, was used for the ERT reconstructions.

To verify the capabilities of the adopted protocol in the context of its use in ResIPY, synthetic data were generated using COMSOL, where the electrical response of a sample with increasing electrical conductivity along its height was modeled. The electrical conductivity varied from 30 mS/cm (roughly equivalent to 0.37M of NaCl solution) at the sample bottom to 55 mS/cm (roughly equivalent to 0.68M of NaCl solution) at the sample top. The inversion of the electrical conductivity map in the sample is shown in Figure 4 and presents a variation in electrical conductivity along the height.

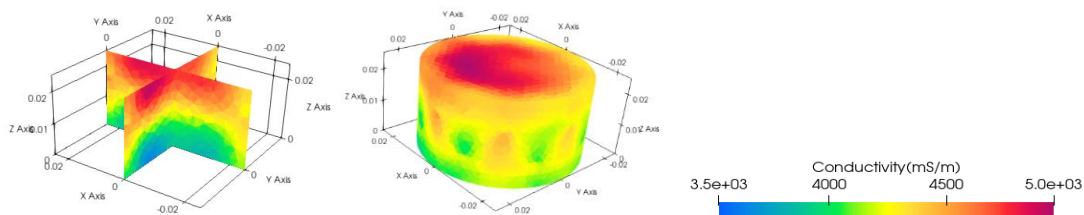


Figure 5. 3D reconstruction of the electrical conductivity of the sample, based on the synthetic data generated from COMSOL.

Different smoothing options are allowed in ResIPY, where a factor α is used as the smoothing or regularization factor and “ $alpha_aniso$ ” is the anisotropy of the smoothing factor. When $alpha_aniso > 1$ a smoother horizontal model is achieved. The default value of $alpha_aniso$ is 1 (isotropic smoothing, result shown in Figure 5). This factor was further investigated for a closer and better inversion of the synthetic data generated from COMSOL. Three values of $alpha_aniso$ were investigated apart from the default value 1 (Figure 5), including 0.1, 0.4, and 2.5. The inversion maps of electrical conductivity are presented in Figure 6.

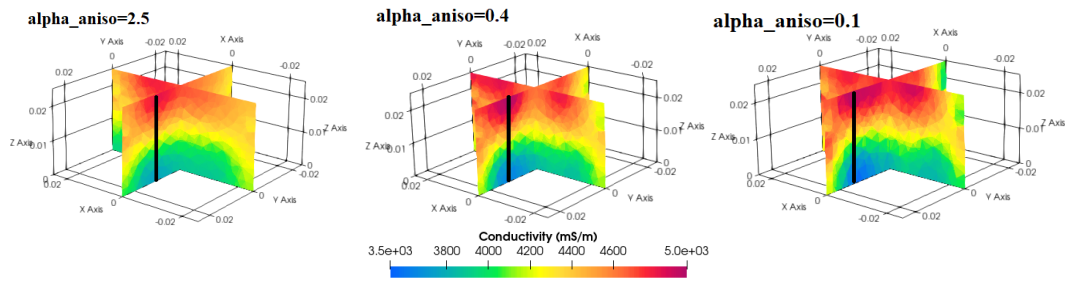


Figure 6. Electrical reconstruction maps of the sample for three different α_{aniso} values.

A comparison of electrical conductivity along two vertical lines across the sample is presented in Figure 7 for each “ α_{aniso} ”. The dotted line provides the electrical conductivity profile imposed in the COMSOL simulations. Reconstructed profiles in Figure 7.a refer to the position of the black line in Figure 6, while Figure 7.b is the profile along the sample axis.

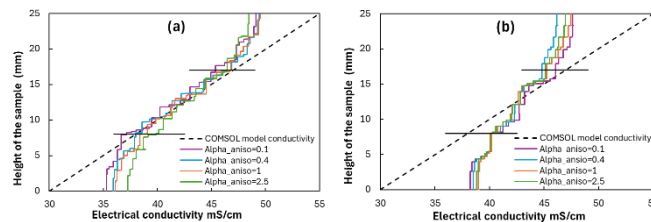


Figure 7. Comparison of electrical conductivity between the synthetic COMSOL data and ResIPY inversion data along the sample height:(a) profile along the black line sketched in Figure 6, (b) profile along the central vertical axis.

In the central part of the sample (height of 8-17 mm shown by horizontal lines, between the two electrode planes) and for all α_{aniso} values, the electrical conductivity from the ResIPY inversion is quite close to one imposed to the synthetic protocol adopted in COMSOL. In Figure 7.a, decreasing values of α_{aniso} lead to better agreement between the synthetic data and the reconstructed ones. However, the electrical conductivity at an imposed height should be homogeneous (i.e. not dependent on the distance from the sample axis), and planar homogeneity improves as the value of α_{aniso} increases.

5. Conclusions

The feasibility study showed the advanced oedometer's potential for environmental geotechnical applications involving the transportation of contaminants and non-aqueous fluids. The advanced oedometer can be used for different solutions including low pH and other corrosive salt solutions. The inversion of synthetic electrical measurements with ResIPY shows a better reconstruction of electrical conductivity can be obtained in the central part of the ring as compared to the top and bottom. As a prospect for the future, intact and reconstituted clay samples will be used for flowthrough experiments injecting low pH acids or other types of solutions relevant to studying the geo-chemo mechanical aspects of CO₂ sequestration. Monitoring of such tests will also take advantage of ultrasonic wave measurements, not discussed in detail here, which will provide insight into changes in the elastic properties of the specimen.

Bibliografia

- Blanchy, G., Saneiyani, S., Boyd, J., McLachlan, P., & Binley, A. (2020). ResIPy, an intuitive open source software for complex geoelectrical inversion/modeling. *Computers & Geosciences*, 137, 104423.
- Comina, C., Cosentini, R. M., Foti, S., & Musso, G. (2010). Electrical Tomography as laboratory monitoring tool. *Rivista Italiana di Geotecnica*, 44, 15-26.
- Musso G., Scelsi G. and Della Vecchia G. (2024) Chemo-mechanical behaviour of non-expansive clays accounting for salinity effects. *Géotechnique*, 74, 7, 632-646. <https://doi.org/10.1680/jgeot.21.00183>
- Rohmer, J., Plumakers, A., & Renard, F. (2016). Mechano-chemical interactions in sedimentary rocks in the context of CO₂ storage: Weak acid, weak effects? *Earth-Science Reviews*, 157, 86–110.



AVANZAMENTI NELLA MODELLAZIONE COSTITUTIVA DELLA NEVE NELL'AMBITO DELLA MECCANICA DEL CONTINUO

Gianmarco Vallero
Politecnico di Torino
gianmarco.vallero@polito.it

Monica Barbero
Politecnico di Torino
monica.barbero@polito.it

Fabrizio Barpi
Politecnico di Torino
fabrizio.barpi@polito.it

Mauro Borri-Brunetto
Politecnico di Torino
mauro.borri@polito.it

Valerio De Biagi
Politecnico di Torino
valerio.debiagi@polito.it

Sommario

Negli ultimi decenni, l'interesse nei confronti della modellazione costitutiva e della simulazione del comportamento meccanico della neve è cresciuto considerevolmente. Ciò è dovuto all'importanza che la neve ricopre in molti ambiti scientifici e ingegneristici, come lo studio del distacco e della propagazione delle valanghe, l'ingegneria dei materiali (per applicazioni sportive), la sicurezza dei veicoli su fondo innevato e/o ghiacciato, la sicurezza strutturale e infrastrutturale, ecc. Per affrontare un così ampio numero di differenti possibili applicazioni, è necessario un modello costitutivo affidabile, robusto e il più generale possibile. In questo articolo, presentiamo alcune applicazioni di un nuovo modello costitutivo per la neve recentemente sviluppato dagli autori. Tali applicazioni riguardano sia la simulazione del comportamento dell'elemento di volume in condizioni omogenee che problemi al contorno, in cui la non omogeneità dell'azione applicata al campione è rilevante, evidenziando fenomeni di localizzazione della deformazione.

1. Introduzione

La neve è un materiale naturale caratterizzato dalla presenza contemporanea di tre fasi: uno scheletro solido di ghiaccio è circondato da vuoti in cui coesistono acqua liquida e vapore acqueo, in equilibrio dinamico tra loro (Mellor, 1977). Il comportamento meccanico della neve dipende quindi da molteplici fattori, quali: la microstruttura della neve, i metamorfismi indotti da variazioni di temperatura, il sintering (che comporta la creazione di colli tra i grani), le condizioni ambientali, il rateo di deformazione e di carico, ecc. (Colbeck, 1983; Petrovic, 2003; Blackford, 2007). Tutti questi fattori rendono estremamente complessa la modellazione del comportamento meccanico di questo materiale (Vallero et al., 2022a). Tuttavia, la meccanica della neve è cruciale per affrontare molti problemi

ingegneristici che riguardano tipicamente la stabilità dei manti nevosi montani, la progettazione di strutture e infrastrutture in ambienti freddi, la sicurezza di persone, strutture e infrastrutture, la valutazione del rischio sociale e fisico dovuto alle valanghe, ecc. (Mellor, 1975; Vallero et al., 2022b). Nel corso degli ultimi decenni, numerosi ricercatori hanno prodotto interessanti modelli costitutivi al fine di simulare il comportamento della neve. In particolare, si può notare come alcuni modelli costitutivi particolarmente interessanti siano stati formulati facendo riferimento alla meccanica del continuo, così come alla teoria elasto-visco-plastica e a quella dello Stato Critico (Meschke et al., 1996; Cresseri, 2005; Cresseri et al., 2010; Gaume et al. 2018). In questo lavoro sono presentati alcuni risultati numerici ottenuti attraverso l'applicazione del modello costitutivo sviluppato da Vallero et al. (2024) (Vallero et al., 2023; Vallero et al., 2024). Tale modello è basato su: i) un sistema costitutivo non lineare composto da dieci equazioni differenziali alle derivate parziali (derivato da Cresseri et al. (2005)), ii) una nuova funzione capace di descrivere sia la superficie di snervamento che il potenziale visco-plastico e iii) un modello di implementazione numerica basato sull'integrazione implicita del sistema costitutivo all'interno del software agli elementi finiti (FEM) Abaqus/Standard. Il modello costitutivo, al fine di poter essere usato all'interno del codice di calcolo è stato implementato nel formato UMAT (User MATerial subroutine), scritta in linguaggio Fortran.

In questo lavoro il modello è validato facendo riferimento ad alcune prove di laboratorio descritte in letteratura e condotte su campioni di neve. Tali applicazioni includono sia la simulazione del comportamento dell'elemento di volume in condizioni omogenee, sia l'analisi di problemi al contorno dove la non omogeneità delle azioni applicate al campione diventa significativa, evidenziando inoltre l'insorgere di fenomeni di localizzazione della deformazione (Barraclough et al., 2017).

2. Il modello costitutivo

Il modello costitutivo utilizzato in questo lavoro è di tipo elasto-visco-plastico, adotta la teoria delle deformazioni infinitesime, e si basa sulle ipotesi di continuità, isotropia, omogeneità e isotermità. Queste assunzioni rappresentano delle ipotesi ragionevoli che vengono ampiamente utilizzate nel contesto dei modelli fenomenologici in cui gli aspetti microstrutturali non vengono presi in considerazione nel dettaglio se non per i loro effetti sul comportamento globale del materiale nevoso. Inoltre, il modello assume che la formazione di colli tra i grani, indotta dal sintering, introduca una sovrarresistenza sia in compressione che, in misura minore, in trazione.

Di seguito sono riportate le equazioni costitutive su cui si basa il modello:

$$\dot{\boldsymbol{\sigma}} = \mathbf{D}^e \dot{\boldsymbol{\varepsilon}} - \mathbf{D}^e \psi \frac{\sqrt{p^2+q^2}}{\sqrt{3}p_0} e^{Af} \frac{\partial g}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \Big|_{\text{norm}}, \quad (1)$$

$$g = 0, \quad (2)$$

$$\dot{p}_0 + \xi \frac{v}{\lambda - \kappa} p_0 \dot{\varepsilon}_{\text{vol}}^{\text{vp}} = 0, \quad (3)$$

$$\dot{p}_m = \pi_m b_{\text{max}} \dot{S}, \quad (4)$$

$$S = \tanh(\omega \tilde{t}_s) \left[1 - \tanh \left(C \int_0^t \sqrt{(\dot{\varepsilon}_{\text{vol}}^{\text{vp}})^2 + (\dot{\varepsilon}_{\text{dev}}^{\text{vp}})^2} dt \right) \right], \quad (5)$$

in cui $\boldsymbol{\sigma}$ è il tensore delle tensioni di Cauchy, espresso in notazione di Voigt, $\boldsymbol{\varepsilon}$ quello delle deformazioni, p la pressione media, q la tensione equivalente di von Mises, \mathbf{D}^e la matrice elastica, f il valore della funzione di snervamento, g il potenziale visco-plastico, p_0 la tensione media di consolidazione della neve, p_m la tensione aggiuntiva in compressione dovuta all'azione del sintering (formazione di colli tra i grani), $p_t = \chi p_m$ quella in trazione, v il volume specifico della neve, S il grado di sintering (valore scalare compreso tra 0 e 1), b_{max} il massimo rapporto tra il raggio del collo e quello del grano di neve (supposto sferico), \tilde{t}_s il tempo trascorso dall'inizio del processo di sinterizzazione, ed $\dot{\varepsilon}_{\text{vol}}^{\text{vp}}$ e $\dot{\varepsilon}_{\text{dev}}^{\text{vp}}$ le componenti volumetrica e deviatorica del tensore delle deformazioni. Le Eqn. (1) – (5) sono scritte in funzione di alcuni parametri costitutivi, di cui: A , ξ , λ , κ , ω , C e χ sono adimensionali, ψ ha le unità di misura del rateo di deformazione

(s^{-1}) e π_m quelle di una tensione (kPa). Si noti come l'Eqn. (1) sia in realtà una equazione vettoriale con sei componenti.

La funzione di snervamento (f) è caratterizzata dalla possibilità di adattare la propria forma nel piano $p - q$. La funzione f è definita attraverso la seguente relazione:

$$f = f(p, q) = \frac{1}{p_{atm}^2} \left\{ q^2 - 4\alpha^2 M^2 (p_0 + p_m)^3 \frac{(\alpha-1)(p-p_t)(p+p_0+p_m)[p_t+\alpha(p_0+p_m)]}{\{-p(p_0+p_m-p_t)+2p(p_0+p_m)\alpha+(p_0+p_m)[-(\alpha-2)p_t+(p_0+p_m)\alpha]\}^2} \right\}, \quad (6)$$

in cui p_{atm} è la pressione atmosferica e M e α sono due ulteriori parametri costitutivi che descrivono l'aspetto della sezione trasversale di f . Infine, il potenziale visco-plastico g è descritto dalla seguente relazione:

$$g(p, q) = q^2 - 4\alpha^2 M^2 p_{g0}^3 \frac{(\alpha-1)(p-p_{gt})(p+p_{g0})[p_{gt}+\alpha p_{g0}]}{\{-p(p_{g0}-p_{gt})+2\alpha p p_{g0}+p_{g0}[-(\alpha-2)p_{gt}+\alpha p_{g0}]\}^2}, \quad (7)$$

in cui $p_{g0} = p_0 + p_m$ e $p_{gt} = p_t$. Per ulteriori dettagli sul modello, sul significato dei vari termini e sulle assunzioni teoriche, si rimanda ai lavori precedenti che trattano il modello in maniera approfondita (Vallero et al., 2023; Vallero, 2024).

3. Validazione del modello

2.1 Implementazione numerica

Il modello costitutivo precedentemente descritto è composto da 10 equazioni in 10 incognite: σ , p_{g0} , p_0 , p_m e S . Il modello è stato implementato numericamente all'interno di una subroutine (UMAT), scritta appositamente per il codice di calcolo FEM Abaqus/Standard. Le equazioni costitutive sono state integrate nel tempo utilizzando il metodo di integrazione implicito di Eulero all'indietro e la linearizzazione del sistema è stata ottenuta mediante l'utilizzo del metodo ibrido di Powell (Powell, 1970).

Per dimostrare la capacità del modello di simulare alcuni aspetti caratteristici del comportamento meccanico della neve si è deciso di sfruttare i risultati di alcune prove di laboratorio su campioni in neve disponibili in letteratura e relativi a differenti tipologie di neve in termini di densità iniziale, temperatura, ecc. In primo luogo, le performance del modello sono state valutate facendo riferimento al singolo elemento di volume, sollecitato in condizioni omogenee, al fine di poterne analizzare la risposta e, contestualmente, verificare l'accuratezza dell'implementazione numerica. Successivamente, si è affrontato un problema non omogeneo più complesso in cui insorgono fenomeni di localizzazione della deformazione.

2.2 Comportamento dell'elemento di volume

Per l'esecuzione delle prime simulazioni si è sfruttato il modello più semplice possibile, ovvero un singolo elemento finito di tipo brick (chiamato C3D8) contenente otto punti di Gauss. I risultati illustrati nel seguito sono stati registrati nel baricentro dell'elemento, mediando i dati restituiti dal software negli otto punti di calcolo.

Per valutare le prestazioni del modello in condizioni di prova triassiale, sono stati considerati i risultati di alcuni test sperimentali condotti da Von Moos et al. (2003) su campioni di neve con grani arrotondati (classe RG, secondo la classificazione internazionale) aventi densità iniziale di 316 kg/m^3 . I campioni, raccolti dal sito di prova di Weissfluhjoch a circa 2500 m s.l.m. nelle Alpi Svizzere, sono stati confezionati in una camera fredda alla temperatura di -12°C . La neve è stata setacciata per ottenere grani di dimensione compresa tra 0,110 mm e 0,118 mm, con densità variabili tra 311 kg/m^3 e 316 kg/m^3 . I ricercatori hanno esaminato tre diverse pressioni di confinamento: $p_c^{(1)} = 0 \text{ kPa}$, $p_c^{(2)} = 2.5 \text{ kPa}$ e $p_c^{(3)} = 5 \text{ kPa}$. La prova è consistita in una prima fase di carico, seguita da un successivo rilassamento. Il confronto tra i risultati sperimentali e numerici è mostrato in Fig. 1, in cui la tensione verticale (assiale) è riportata in funzione del tempo. I risultati mostrano come il modello sia in grado di

simulare quantitativamente i risultati sperimentali sia nella fase iniziale di compressione che in quella finale di rilassamento. L'influenza della pressione di confinamento è stata inoltre colta in modo soddisfacente dal modello. In Tab. 1 sono riportati i valori dei parametri costitutivi usati nella simulazione.

Tab. 1. Parametri costitutivi utilizzati nelle simulazioni.

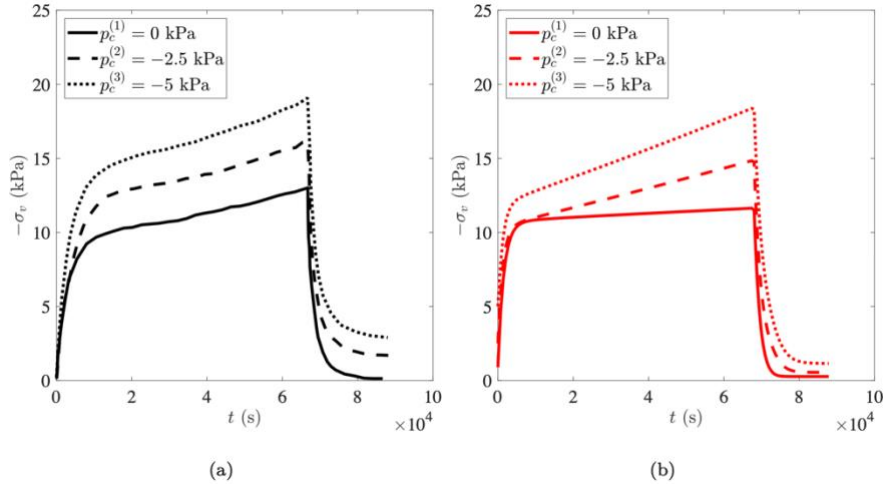


Fig 1. Confronto tra i dati sperimentali (a) e i risultati numerici (b) per i test di compressione triassiale con diverse pressioni di confinamento di Von Moos et al. (2003).

Test	λ (-)	k (-)	ψ (s^{-1})	A (-)	π_m (kPa)	χ (-)	C (-)	M (-)	α (-)	ξ (-)	ω (-)
Von Moos et al. (2003)	1.5	0.02	7.4e-7	0.5	40	0.05	0.01	1.2	0.475	1	0.05
Barracough et al. (2017)	1.5	0.4	4.0e-5	500	200	0.05	10	1.2	0.475	1	1

2.3 Prove di compressione confinata con localizzazione della deformazione

Alcune prove di compressione assiale confinata, condotte da Barracough et al. (2017) su lastre di neve naturale e artificiale, hanno mostrato l'insorgere di deformazioni non uniformi nei campioni in funzione della velocità di deformazione verticale applicata. Tale comportamento è dovuto al softening che la neve dimostra quando viene sollecitata da ratei di deformazione crescenti. Gli studi indicano che al di sotto di una certa soglia, valutabile in circa $5 \times 10^{-4} s^{-1}$, la neve mostra una risposta omogenea alla compressione e l'intero volume è sottoposto a una plasticizzazione uniforme. Con l'aumento della velocità di deformazione, le evidenze sperimentali indicano la formazione di bande di compattazione che si propagano all'interno dei campioni di neve.

I campioni utilizzati da Barracough consistevano in un parallelepipedo di neve contenuto all'interno di un contenitore, avente larghezza di 250 mm, altezza di 195 mm e spessore di 20 mm. Le due superfici più grandi erano costituite da pareti di vetro. La neve all'interno del contenitore era fissata sul fondo e confinata su tutti e quattro i lati, mentre la compressione è stata applicata sulla superficie superiore tramite un pistone. In Fig. 2 si può notare come la deformazione, man mano che il pistone comprime il campione, coinvolga dapprima la parte superiore del volume di neve e proceda progressivamente verso il basso.

In questo lavoro, il modello numerico utilizza una colonna costituita da 100 elementi finiti (di tipologia C3D8) sovrapposti data la geometria monodimensionale del problema oggetto di analisi. I parametri utilizzati nelle simulazioni sono riportati in Tab. 1. Per regolarizzare la distribuzione della deformazione lungo la colonna, è stata introdotta una tensione tangenziale di $\tau = 5$ Pa sui lati anteriore e posteriore

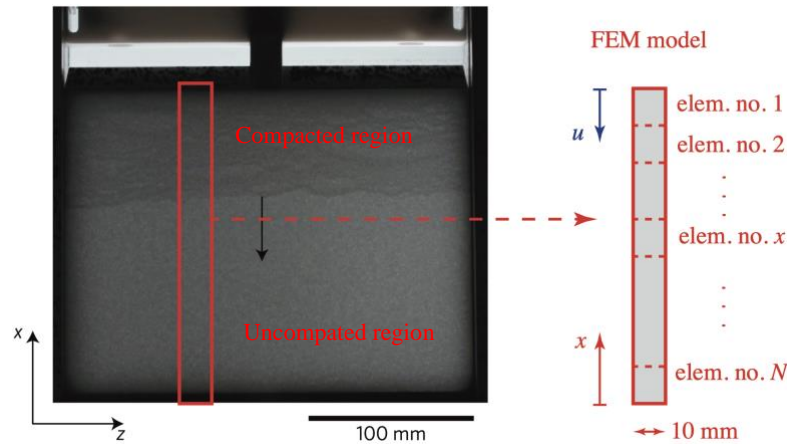


Fig 2. Immagine ottenuta durante l'esecuzione dei test sperimentali di Barraclough et al. (2017) che mostra la localizzazione della deformazione (a sinistra). Sulla destra è evidenziata la geometria del modello numerico FEM utilizzato in questo lavoro.

della colonna, al fine di considerare l'attrito dovuto all'interazione tra vetro e neve su queste superfici. Infine, in questa simulazione numerica, è stata introdotta una variazione del 5% del volume specifico iniziale nella colonna ($v_0 = 4.5$).

I risultati mostrano come il modello numerico sia in grado di cogliere, per ratei di deformazione maggiori di 10^{-4} s^{-1} , la formazione della banda di compattazione così come la sua propagazione lungo la colonna di neve. In Fig. 3 sono riportati i dati sperimentali (Fig. 3a) e i risultati della simulazione numerica (Fig. 3b) in grafici spazio-tempo, in cui, sull'asse delle ascisse, è indicato il tempo moltiplicato per il valore assoluto della velocità di deformazione applicata ($|\dot{\epsilon}_{\text{ext}}| = 4 \times 10^{-4} \text{ s}^{-1}$) mentre, sulle ordinate, si trova la coordinata verticale della colonna di neve divisa per l'altezza totale della colonna stessa. Nelle figure, i punti sulla mappa si riferiscono al valore della velocità di deformazione verticale, reso adimensionale in seguito alla divisione per il rateo di deformazione applicato ($|\dot{\epsilon}_{\text{ext}}|$). In questi grafici, le bande di compattazione si manifestano come regioni inclinate caratterizzate da elevate velocità di deformazione.

Diminuendo la velocità di deformazione imposta al pistone, il modello numerico, a parità di parametri costitutivi, riproduce la scomparsa della localizzazione della banda di compattazione, evidenziata dalle evidenze sperimentali.

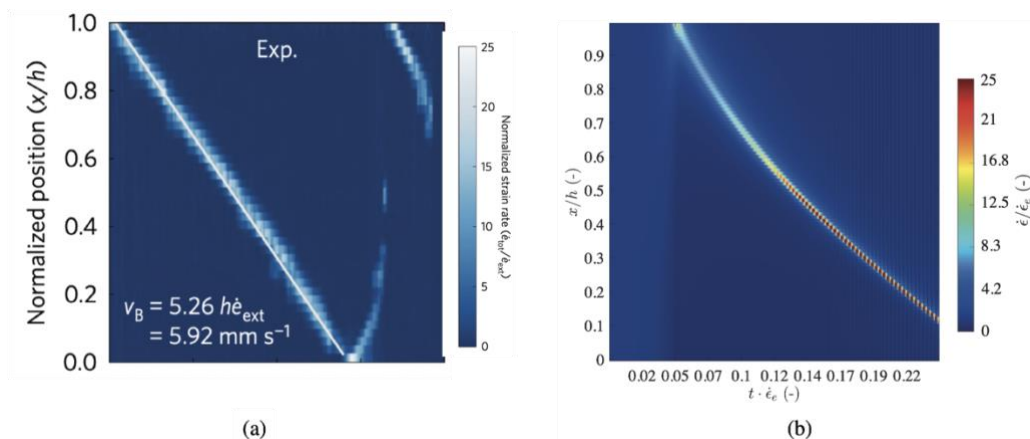


Fig 3. Confronto tra (a) i risultati sperimentali di Barraclough et al. (2017) interpretati tramite metodo Digital Image Correlation (DIC) e (b) la simulazione numerica ottenuta con il modello proposto in questo lavoro.

4. Discussione e conclusioni

In questo lavoro, gli autori applicano un modello costitutivo per la neve, da loro precedentemente proposto, ad alcune prove sperimentali di letteratura. Il modello è stato implementato nel formato UMAT per essere applicato nel codice agli elementi finiti ABAQUS/Standard. Il modello è stato integrato nel tempo attraverso il metodo implicito all'indietro di Eulero e sfrutta un algoritmo di linearizzazione iterativo basato sul metodo ibrido di Powell. In questo lavoro si evidenzia come tale modello sia in grado di riprodurre in modo soddisfacente alcuni risultati di prove sperimentali di laboratorio disponibili nella letteratura scientifica. In primo luogo, il modello è stato validato su prove in cui l'elemento di volume mostra un comportamento omogeneo. In questo lavoro si fatto riferimento alle prove di compressione confinata di von Moos et al. (2003). Successivamente, il modello è stato applicato ad ulteriori prove di compressione confinata dove gli autori hanno evidenziato l'insorgere, in funzione dell'aumento del rateo di deformazione imposta, di bande di compattazione. Il modello è in grado di cogliere bene la formazione di questo fenomeno, riproducendo il softening del materiale nevoso nei confronti del rateo di deformazione. Questo risultato rappresenta un passo significativo verso lo sviluppo di un modello viscoso dipendente dalla velocità di deformazione, con la presenza della sinterizzazione, che possa essere utilizzato in futuro per modellare fenomeni alla scala reale legati all'innesco di valanghe, al collasso dello strato debole, ecc.

Bibliografia

- Barraclough T.W., Blackford J.R., Liebenstein S., Sandfeld S., Stratford T.J., Weinländer G., Zaiser M. (2017). "Propagating compaction bands in confined compression of snow". *Nature Physics*, 13(3), 272-275.
- Blackford J.R. (2007). "Sintering and microstructure of ice: A review". *Journal of Physics D: Applied Physics*, 40(21), 355-385.
- Colbeck S. (1983). "Theory of metamorphism of dry snow". *Journal of Geophysical Research: Oceans*, 88(C9), 5475-5482.
- Cresseri S. (2005). *Constitutive modelling of dry granular snow at low strain rates*. PhD thesis. Politecnico di Milano, Milano.
- Cresseri S., Genna F., Jommi C. (2010) "Numerical integration of an elastic-viscoplastic constitutive model for dry metamorphosed snow". *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 34(12), 1271-1296.
- Gaume J., Gast T., Teran J., van Herwijnen A., Jiang C. (2018). "Dynamic anticrack propagation in snow". *Nature Communications*, 9(1).
- Petrovic J.J. (2003). "Review Mechanical properties of ice and snow". *Journal of Material Science*, 38, 1-6.
- Mellor M. (1975). "A review of basic snow mechanics". Proc. Grindelwald Symposium April 1974, 114(5), 251-291.
- Mellor M. (1977). "Engineering properties of snow". *Journal of Glaciology*, 19(81), 15-66.
- Meschke G., Liu C., Mang H.A. (1996). "Large strain finite-element analysis of snow". *Journal of Engineering Mechanics*, 122(7), 591-602.
- Powell, M.J.D. (1970). "A hybrid method for nonlinear kingdom". *Numerical methods for nonlinear algebraic equations*, 87-161.
- equations A Fortran subroutine for solving systems of nonlinear algebraic equations". United Kingdom
- Vallero G., Barbero M., Barpi F., Borri-Brunetto M., De Biagi V. (2022a). "Some Computational Issues in the Elasto-Plastic Modelling of Snow". Proc. 16th International Conference on Computational Plasticity (COMPLAS 2021), Barcelona (virtual), 7-9 September 2021.
- Vallero G., Barbero M., Barpi F., Borri-Brunetto M., De Biagi V., Ito Y., Yamaguchi S. (2022b). "Experimental study of the shear strength of a snow-mortar interface". *Cold Regions Science and Technology*, 193, 103430.
- Vallero G., Barbero M., Barpi F., Borri-Brunetto M., De Biagi V. (2023). "Some Improvements of a Visco-Plastic Constitutive Model for Snow". Proc. National Conference of the Researchers of Geotechnical Engineering (CNRIG23), Palermo, July, 5-7.
- Vallero G. (2024). *A visco-plastic constitutive model for snow. Theoretical basis and numerical implementation*. PhD thesis. Politecnico di Torino, Torino.
- Von Moos M., Bartelt P., Zweidler A., Bleiker E. (2003). "Triaxial tests on snow at low strain rate. Part I. Experimental device". *Journal of Glaciology*, 49(164), 81-90.



OTTIMIZZAZIONE DELLA STIMA DELLA PRESSIONE CAPILLARE DI SOGLIA DI CAPROCK MEDIANTE METODO DINAMICO

Vincenzo Sergio Vespo
Politecnico di Torino
vincenzosergio.vespo@polito.it

Alessandro Messori
Eni S.p.A.
Alessandro.messori@eni.com

Guido Musso
Politecnico di Torino
guido.musso@polito.it

Sommario

Il metodo dinamico permette di stimare la pressione capillare di soglia di caprock in tempi molto più rapidi, qualche ora dall'iniezione del fluido non bagnante, rispetto al metodo standard (step-by-step). Affinché la stima della pressione capillare di soglia sia accurata è necessario rispettare le assunzioni su cui si basa il metodo, andando a identificare la portata efficace d'acqua uscente corrispondente all'inizio della penetrazione del fluido non bagnante. Tale operazione risulta non semplice sperimentalmente, data l'entità esigua e non costante di volume uscente dal provino, a causa della bassa porosità e permeabilità intrinseca che contraddistingue i caprocks. Tale difficoltà viene "convenzionalmente" superata considerando il valore costante di portata efficace, ottenibile a tempi maggiori all'istante di incipiente penetrazione del fluido non bagnante. Ciò comporta però una sovrastima della pressione capillare di soglia. Nella presente nota vengono forniti suggerimenti per l'ottimizzazione della stima della pressione capillare di soglia mediante il metodo dinamico.

1. Introduzione

Ogni anno nel mondo vengono emessi nell'atmosfera circa 40 miliardi di tonnellate di CO₂, contro una soglia di 18 miliardi di tonnellate che consentirebbe di non aggravare ulteriormente i cambiamenti climatici in atto (Pörtner et al., 2022). Per limitare le emissioni di CO₂ in atmosfera sono state proposte diverse strategie, una delle quali è la cattura e lo stoccaggio di anidride carbonica in formazioni geologiche profonde (CCS). La capacità di stoccaggio geologico stimata nel mondo è di circa 10¹¹ tonnellate di CO₂, superiore a quella necessaria per limitare il riscaldamento globale a 1.5°C entro il 2100. Pertanto, una scelta accurata del sito di stoccaggio e un'attenta gestione della fase di iniezione della CO₂ nel sottosuolo, permetterebbe l'isolamento permanente della CO₂. I siti idonei allo stoccaggio sono principalmente le falde acquifere saline profonde e i giacimenti esausti di idrocarburi e gas naturale (Metz et al., 2005).

La presenza di rocce di copertura (caprock) è un prerequisito essenziale per l'accumulo naturale di fluidi nel sottosuolo prima e per poter considerare qualsiasi ambiente ideale per lo stoccaggio sotterraneo di CO₂ poi. Queste rocce sono caratterizzate da un'elevata pressione capillare di soglia, e da una bassa permeabilità e porosità. Queste proprietà permettono al caprock di intrappolare la CO₂ che si accumula al di sotto di esso, essendo la CO₂ meno densa dell'acqua. Dunque per raggiungere l'obiettivo di isolare permanentemente la CO₂ nel sottosuolo, è essenziale che non si verifichino perdite che comportino la rimissione di CO₂ nell'atmosfera.

Nei primi dieci anni di stoccaggio, il meccanismo principale che impedisce la migrazione della CO₂ dalla roccia serbatoio all'atmosfera è l'intrappolamento stratigrafico. Tuttavia, perdite attraverso il caprock possono avvenire se la sovrappressione della CO₂ supera la pressione capillare di soglia della roccia di copertura (p_c^*). Pertanto è necessario determinare la pressione capillare di soglia del caprock, in modo da potere definire un'adeguata pressione di iniezione della CO₂. Negli ultimi vent'anni, la misurazione della pressione capillare di soglia è diventata di conseguenza un importante argomento di ricerca su cui si sono concentrati gli sforzi di diversi gruppi di ricerca (ad esempio Egermann et al., 2006; Boulin et al., 2013; Amann-Hildenbrand et al., 2015; Kawaura et al., 2014).

La determinazione diretta della pressione capillare di soglia in laboratorio richiede un aumento graduale della pressione del fluido non bagnante a monte di un campione saturo di acqua. Il metodo richiede un deflusso continuo, che può richiedere giorni per stabilirsi a causa delle caratteristiche idrauliche e la bassa porosità che contraddistingue i caprocks (Boulin et al., 2013). La procedura è molto precisa ma lunga, soprattutto quando vengono applicati piccoli incrementi di pressione. Ad esempio, il test su Opalinus Clay in Amann-Hildenbrand et al. (2015), permeabilità intrinseca $k = 10^{-21} \text{ m}^2$, ha avuto una durata di 150 giorni.

Per ridurre le tempistiche necessarie alla determinazione della pressione capillare di soglia di caprocks, diverse metodologie alternative al metodo diretto (step-by-step) sono state proposte, tra cui il metodo dinamico (Egermann et al., 2006). Poiché questo metodo alternativo non è progettato per determinare direttamente la sovrappressione minima che consente il flusso del fluido non bagnante attraverso il provino, la sua interpretazione si basa su assunzioni che hanno un impatto sulla stima (Vespo et al., 2024).

Questa nota si propone di investigare i processi fisici che avvengono durante le prove eseguite secondo il metodo dinamico. Per lo scopo, è stato implementato un modello numerico sul software agli elementi finiti Comsol Multiphysics® per esplorare i limiti e i vantaggi della metodologia e per proporre azioni utili per ottimizzare la stima della pressione capillare di soglia.

2. Metodo dinamico

Il metodo dinamico è stato proposto per la prima volta da Egermann et al. (2006), e consiste nell'iniettare il fluido non bagnante a monte del campione saturo d'acqua ad una pressione costante (p_{mw}^{inlet}), tale che la differenza di pressione imposta tra monte e valle del provino ($\Delta p_t = p_{nw}^{inlet} - p_w^{outlet}$) sia maggiore di p_c^* . Inizialmente, il circuito idraulico di drenaggio a monte del provino è saturo di acqua, pertanto si impone un flusso monofase di fluido bagnante. Dalla misura della portata in uscita (Q_w) si determina la permeabilità intrinseca del provino (k):

$$k = \frac{\mu_w L Q_w}{A \Delta p_t} \quad (1)$$

dove L è la lunghezza del provino, A è l'area della sezione del provino, μ_w è la viscosità dinamica dell'acqua.

In seguito, si procede con l'iniezione del fluido non bagnante. Quando quest'ultimo raggiunge la superficie del provino, si verifica una significativa diminuzione della portata d'acqua uscente Q_w^{eff} , a causa del salto di pressione capillare all'interfaccia tra acqua e fluido non bagnante.

Egermann et al. (2006) postulano l'esistenza di un fronte netto di penetrazione "tipo pistone" del fluido non bagnante, che divide il volume del provino in una parte satura di fluido non bagnante e una satura di acqua. L'ingresso del fluido non bagnante nei pori comporta un salto di pressione in corrispondenza del fronte ($p_c^\circ = p_{nw}^{front} - p_w^{front}$), con p_c° assunto dagli Autori pari alla pressione capillare di soglia del mezzo poroso p_c^* :

$$\begin{aligned} \Delta p_t = p_{nw}^{inlet} - p_w^{outlet} &= (p_{nw}^{inlet} - p_{nw}^{front}) + (p_{nw}^{front} - p_w^{front}) + (p_w^{front} - p_w^{outlet}) \\ \Delta p_t &= \Delta p_{nw} + p_c^\circ + \Delta p_w \end{aligned} \quad (2)$$

dove Δp_{mw} è la differenza di pressione alle estremità del volume di provino saturo di fluido non bagnante e Δp_w è la differenza di pressione alle estremità del volume di provino saturo di acqua.

Nel determinare p_c° gli Autori considerano gli istanti iniziali nei quali il fluido non bagnante permea solo l'ingresso del provino (da cui $\Delta p_{mw} = 0$), e determinano Δp_w dalla misura della portata d'acqua uscente Q_w^{eff} :

$$\Delta p_w = \frac{\mu_w L}{k_{int} A} Q_w^{eff} \quad (3)$$

Combinando la (1), la (2) e la (3) si ottiene p_c° :

$$p_c^\circ = \Delta p_t - \Delta p_w = \frac{\mu_w L}{kA} (Q_w - Q_w^{eff}) = \Delta p_t \left(1 - \frac{Q_w^{eff}}{Q_w} \right) \quad (4)$$

Il metodo richiede quindi la valutazione del solo rapporto Q_w^{eff}/Q_w , oltre di Δp_t , per stimare la pressione capillare di soglia del materiale.

3. Modello numerico

La fase di iniezione del fluido non bagnante effettuata secondo il metodo dinamico è stata simulata numericamente con il codice FEM Comsol Multiphysics®, impiegando un sistema accoppiato di equazioni differenziali costituito dal bilancio di massa dell'acqua (5) e dal bilancio di massa del fluido non bagnante (6):

$$\phi \rho_w \frac{\partial S_w}{\partial (p_{mw} - p_w)} \frac{\partial (p_{mw} - p_w)}{\partial t} + \phi S_w \beta_w \rho_w \frac{\partial p_w}{\partial t} + \nabla \cdot \left[-\frac{k k_{r,w} \rho_w}{\mu_w} \nabla (p_w + \rho_w g z) \right] = 0 \quad (5)$$

$$\phi \rho_{mw} \frac{\partial S_{mw}}{\partial (p_{mw} - p_w)} \frac{\partial (p_{mw} - p_w)}{\partial t} + \phi S_{mw} \beta_{mw} \rho_{mw} \frac{\partial p_{mw}}{\partial t} + \nabla \cdot \left[-\frac{k k_{r,mw} \rho_{mw}}{\mu_{mw}} \nabla (p_{mw} + \rho_{mw} g z) \right] = 0 \quad (6)$$

dove S_w e S_{mw} sono il grado di saturazione del fluido bagnante e non bagnante; $k_{r,w}$ e $k_{r,mw}$ sono la permeabilità relativa del fluido bagnante e non bagnante; ρ_w e ρ_{mw} sono la densità del fluido bagnante e non bagnante; p_w e p_{mw} sono la pressione del fluido bagnante e non bagnante; ϕ è la porosità del mezzo poroso; β_w e β_{mw} sono la compressibilità del fluido bagnante e non bagnante ($\beta_w = 4.5 \cdot 10^{-10} \text{ Pa}^{-1}$); μ_{mw} è la viscosità dinamica del fluido non bagnante.

Le simulazioni sono state eseguite considerando un provino omogeneo aventi proprietà analoghe a quelle dell'Opalinus Clay Shale studiato da Favero & Laloui (2018): porosità pari a 0.18, permeabilità intrinseca pari a $1.5 \cdot 10^{-20} \text{ m}^2$. Come fluido non bagnante è stato considerata l'anidride carbonica in condizioni supercritiche "scCO₂" (a 35 °C, $\rho_{scCO_2} = 816 \text{ kg/m}^3$, $\beta_{scCO_2} = 5 \cdot 10^{-9} \text{ Pa}^{-1}$, $\mu_{scCO_2} = 7.6 \cdot 10^{-5} \text{ Pa}\cdot\text{s}$), essendo quest'ultima la condizione di stato alla quale la CO₂ si trova nella roccia serbatoio a profondità maggiori di 800 metri ($p_{scCO_2} > 7.37 \text{ MPa}$, $T > 31 \text{ °C}$). La curva di pressione capillare del materiale è stata implementata nel modello numerico mediante la relazione di Brooks & Corey (1964):

$$\hat{S}_w = \begin{cases} \left(\frac{p_b}{p_c} \right)^\lambda & \text{for } p_c \geq p_b \\ 1 & \text{for } p_c < p_b \end{cases} \quad (7)$$

dove λ e p_b sono parametri caratteristici del mezzo (pari rispettivamente a 0.65 e 6.23 considerando il sistema scCO₂/H₂O); p_c è la pressione capillare ($p_c = p_{mw} - p_w$); \hat{S}_w è il grado di saturazione efficace ($\hat{S}_w = (S_w - S_{wr}) / (1 - S_{wr})$); S_{wr} è il grado di saturazione residuo (posta pari a 0.03).

Coerentemente, la permeabilità relativa al fluido bagnante e non bagnante è stata definita secondo le leggi di Brooks & Corey (1966) di seguito riportate:

$$k_{r,w} = \left(\hat{S}_w \right)^{\frac{2+3\lambda}{\lambda}} \quad (8)$$

$$k_{r,nw} = \left(1 - \hat{S}_w \right)^2 \left[1 - \left(\hat{S}_w \right)^{\frac{2+\lambda}{\lambda}} \right] \quad (9)$$

Le analisi numeriche sono state condotte implementando un modello monodimensionale del provino avente un'altezza pari a 40 mm e un diametro di 20 mm (diametro considerato per la valutazione del volume uscente dal provino). La temperatura imposta nel simulare la fase di iniezione del fluido non bagnante è stata pari a 35 °C. Le seguenti condizioni iniziali sono state imposte per il fluido bagnante e non bagnante: $p_w^0 = 15$ MPa, $p_{nw}^0 = 0$ MPa. La pressione dell'acqua a valle è stata mantenuta pari a 15 MPa per tutta la simulazione. La fase iniziale di flusso di acqua attraverso il provino è stata posta pari a 6 ore, con successiva fase di iniezione di scCO₂ alla medesima pressione, per successivi 21 giorni.

4. Risultati e discussione

Il parametro chiave nell'interpretazione del metodo dinamico (Eq. (4)) è il rapporto Q_w^{eff}/Q_w . In tutte le simulazioni, tale rapporto è risultato non costante, poiché la portata che si registra dopo che la scCO₂ raggiunge la superficie del provino evolve nel tempo. Identificare il momento esatto in cui valutare Q_w^{eff}/Q_w è cruciale per una stima accurata della pressione capillare di soglia col metodo dinamico. Secondo le ipotesi del metodo, la stima dovrebbe essere calcolata quando la penetrazione della scCO₂ è limitata, in modo che la caduta di pressione della fase non bagnante all'interno del provino possa essere considerata nulla ($\Delta p_{nw} = 0$).

La Figura 1 mostra l'evoluzione temporale del rapporto Q_w^{eff}/Q_w ricavato dalle analisi numeriche imponendo diversi valori di p_{nw}^{inlet} . Si può apprezzare che la portata efficace diminuisce con il tempo in tutti gli scenari, e tende a stabilizzarsi in tempi diversi a seconda della pressione p_{nw}^{inlet} applicata. Anche quando Δp_t è molto piccolo (cioè $\Delta p_t = 0.67$ MPa, $p_{nw}^{inlet} = 15.67$ MPa), il rapporto Q_w^{eff}/Q_w va a zero solo dopo una fase transitoria che dura circa 6 ore dal momento in cui la scCO₂ raggiunto la superficie del campione. Quando la scCO₂ raggiunge la superficie del provino l'acqua smette di fluire attraverso il campione, tuttavia inizialmente la pressione dell'acqua all'interno del campione è maggiore della pressione dell'acqua a valle del provino. Tale sovrappressione si dissipa col tempo finché la pressione dell'acqua risulta ovunque pari a quella imposta a valle. Solo a partire da questo momento il rapporto Q_w^{eff}/Q_w tende a zero. La dissipazione della pressione interstiziale richiede l'instaurarsi di un processo di flusso transitorio che generalmente dipende dalle proprietà idrauliche e meccaniche del mezzo poroso e dei suoi costituenti.

Quando la pressione capillare a monte è ben al di sotto del valore di soglia, come nello scenario con $p_{nw}^{inlet} = 15.67$ MPa, la scCO₂ non è in grado di penetrare all'interno del provino e, supponendo che non vi siano deformazioni di volume, il processo transitorio è controllato solo dalla comprimibilità e viscosità dell'acqua e dalla permeabilità del campione.

Per valori di p_{nw}^{inlet} inferiori a 23,71 MPa l'evoluzione temporale di Q_w^{eff}/Q_w è pressoché la stessa e, in particolare, la portata tende a zero nel tempo. Piccole differenze sono dovute solo all'effetto di una piccola quantità di scCO₂ che si accumula sulla superficie del provino senza effettivamente fluire al suo interno (cioè si desatura solo la superficie del campione). Come confermato dall'analisi numerica, in questi casi non si verifica alcuna penetrazione apprezzabile di scCO₂.

Per valori più alti di p_{nw}^{inlet} l'evoluzione temporale di Q_w^{eff}/Q_w segue solo inizialmente lo stesso andamento dei casi precedenti. L'istante in cui le soluzioni divergono è funzione di p_{nw}^{inlet} , cioè del Δp_t applicato al campione, e si riduce all'aumentare di Δp_t . Per valori di p_{nw}^{inlet} pari a 23.71 MPa, 28.4 MPa e 33.09 MPa, un valore pressoché costante di Q_w^{eff} , diverso da zero, viene raggiunto dopo circa 10 ore dal momento in cui la scCO₂ ha raggiunto la superficie del campione. Le notevoli differenze negli andamenti temporali di Q_w^{eff}/Q_w rispetto ai casi precedenti, e la persistenza di una portata efficace a tempi lunghi, è dovuta alla penetrazione di scCO₂. Questa analisi dei risultati numerici suggerisce che,

per soddisfare le ipotesi del metodo dinamico, Q_w^{eff}/Q_w dovrebbe essere valutato nell'istante temporale in cui tale rapporto diverge dal valore ottenuto applicando un Δp_t che non supera la pressione capillare di soglia, e che tale istante temporale indica l'inizio della penetrazione della scCO₂ all'interno del provino.

Ad esempio, per lo scenario con $p_{nw}^{inlet} = 23.71$ MPa, Q_w^{eff}/Q_w dovrebbe essere preso a t_{inj} poco inferiore a 2 ore. Così facendo, tramite l'Eq. (4) si ottiene un valore di p_c^* pari a 6.80 MPa, prossimo all'effettivo valore di pressione capillare di soglia del materiale, che è pari a 6.91 MPa (per maggiori dettagli consultare Vespo et al., 2024). Si osservi che p_c^* è maggiore di 6,70 MPa (ovvero $p_{nw}^{inlet} = 21,70$ MPa), valore di Δp_t per il quale, secondo l'interpretazione fornita in Figura 1, non si verifica alcun flusso di CO₂.

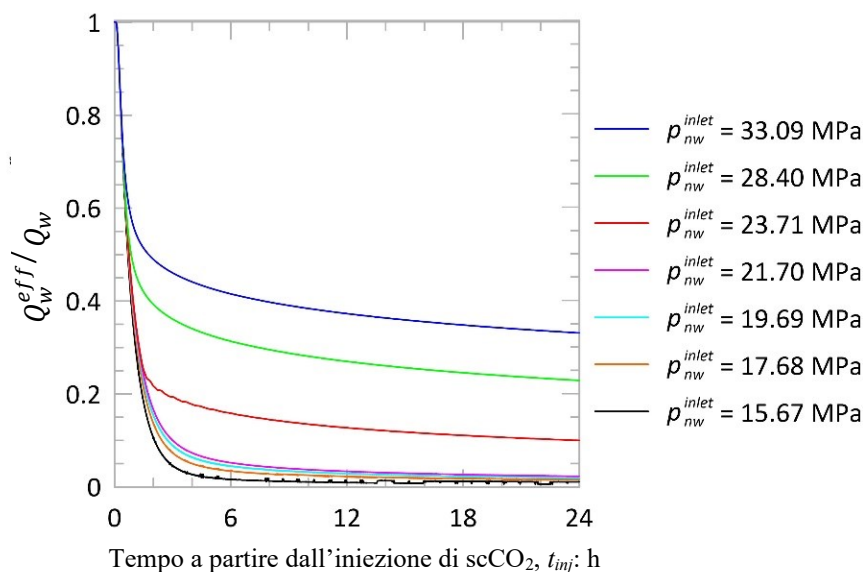


Figura 1. Evoluzione temporale del rapporto Q_w^{eff}/Q_w per differenti valori di pressione del fluido non bagnante a monte

In generale i risultati delle analisi numeriche hanno evidenziato che p_c^* può essere stimato piuttosto accuratamente con il metodo dinamico se la portata efficace Q_w^{eff} viene valutata in un istante temporale prossimo all'incipiente penetrazione del fluido non bagnante, confermando che il metodo dinamico è molto rapido, poche ore, rispetto al metodo step-by-step.

Sperimentalmente si potrebbe pensare di ripetere il test imponendo due diversi valori di Δp_t , uno ben al di sotto della pressione capillare di soglia, per determinare l'evoluzione temporale del rapporto Q_w^{eff}/Q_w in assenza di flusso di scCO₂, ed un altro al di sopra di p_c^* per identificare il valore di Q_w^{eff}/Q_w all'istante di inizio penetrazione del fluido non bagnante. Sebbene questa determinazione sia abbastanza semplice mediante analisi numeriche, non lo è sperimentalmente, dove una misurazione accurata del volume uscente di piccola entità è problematica, soprattutto considerando che all'istante di incipiente penetrazione del fluido non bagnante il volume uscente non è costante.

A causa di queste limitazioni, l'ipotesi "convenzionale" fatta in letteratura (ad esempio Boulin et al., 2013, Kawaura et al., 2014) è quella di considerare per la stima della pressione capillare di soglia con il metodo dinamico la portata efficace costante che si ottiene in tempi successivi rispetto all'istante di inizio penetrazione del fluido non bagnante. Poiché tale valore di Q_w^{eff} è però inferiore a quello che invece dovrebbe essere adottato, p_c^* sovrastima l'effettiva pressione capillare di soglia del caprock. L'errore che si commette utilizzando il valore costante di Q_w^{eff} nell'Eq. (4) rispetto a p_c^* è riportato in Tabella 1.

La sovrastima di p_c^* aumenta all'aumentare di Δp_t , perché la riduzione di Q_w^{eff} , che si verifica tra il momento in cui le ipotesi del metodo sono soddisfatte e il tempo di stabilizzazione della portata uscente, aumenta all'aumentare della pressione del fluido non bagnante applicata a monte (Figura 1). Un

suggerimento per ottimizzare prove sperimentale condotte secondo il metodo dinamico è di verificare il rapporto $p_c^\circ/\Delta p_i$, se $0,70 < p_c^\circ/\Delta p_i < 1$, la sovrastima sarà inferiore al 15%.

Tabella 1. Errore percentuale $\left(\frac{p_c^\circ - p_c^*}{p_c^*}\right)$ usando il valore costante di Q_w^{eff} nell'Eq. (4)

p_{nw}^{inlet} (MPa)		
23.71	28.40	33.09
error $\left(\frac{p_c^\circ - p_c^*}{p_c^*}\right)$: %		
13	50	75

5. Conclusioni

Le analisi numeriche hanno confermato che la stima della pressione capillare di soglia di caprocks mediante il metodo dinamico può essere ottenuta in tempi brevi, qualche ora a partire dall'istante di iniezione del fluido non bagnante. La portata efficace diminuisce durante le prime ore dopo l'iniezione del fluido non bagnante. Le ipotesi del metodo valgono all'istante di incipiente penetrazione del fluido non bagnante, che non è immediato, ma richiede una preventiva diminuzione della pressione dell'acqua a monte del campione. L'istante di incipiente penetrazione del fluido non bagnante dipende dalla pressione imposta a monte. La corrispondente portata efficace è difficile da valutare sperimentalmente e non è quella costante impiegata "convenzionalmente" in letteratura. L'utilizzo dell'approccio "convenzionale" comporta una sovrastima della pressione capillare di soglia, che aumenta all'aumentare della pressione del fluido non bagnante applicata a monte. Per mantenere l'errore di sovrastima entro il 15%, il rapporto tra la pressione capillare soglia stimata e la caduta di pressione imposta alle estremità del provino deve essere compresa tra 0,70 e 1.

Bibliografia

- Amann-Hildenbrand, A., Krooss, B. M., Bertier, P., & Busch, A. (2015). Laboratory testing procedure for CO2 capillary entry pressures on caprocks. *Carbon Dioxide Capture for Storage in Deep Geological Formations*, 4, 383-412.
- Boulin, P. F., Bretonnier, P., Vassil, V., Samouillet, A., Fleury, M., & Lombard, J. M. (2013). Sealing efficiency of caprocks: Experimental investigation of entry pressure measurement methods. *Marine and Petroleum Geology*, 48, 20-30. <https://doi.org/10.1016/j.marpetgeo.2013.07.010>
- Brooks, R. H., & Corey, A. T. (1964). *Hydraulic properties of porous media*. Colorado State University, [Hydrology and Water Resources Program].
- Brooks, R. H., & Corey, A. T. (1966). Properties of Porous Media Affecting Fluid Flow. *Journal of the Irrigation and Drainage Division*, 92(2), 61-88. <https://doi.org/10.1061/JRCEA4.0000425>
- Egermann, P., Lombard, J. M., & Bretonnier, P. (2006). *A FAST AND ACCURATE METHOD TO MEASURE THRESHOLD CAPILLARY PRESSURE OF CAPROCKS UNDER REPRESENTATIVE CONDITIONS* International Symposium of the Society of Core Analysts, Trondheim, Norway.
- Favero, V., & Laloui, L. (2018). Impact of CO2 injection on the hydro-mechanical behaviour of a clay-rich caprock. *International Journal of Greenhouse Gas Control*, 71, 133-141. <https://doi.org/10.1016/j.ijggc.2018.02.017>
- Kawaura, K., Akaku, K., & Nakano, M. (2014). The threshold capillary pressure affected by the different properties of injection gases. SPWLA Annual Logging Symposium,
- Metz, B., Davidson, O., De Coninck, H., Loos, M., & Meyer, L. (2005). *IPCC special report on carbon dioxide capture and storage*. Cambridge: Cambridge University Press.
- Pörtner, H.-O., Roberts, D. C., Adams, H., Adler, C., Aldunce, P., Ali, E., Begum, R. A., Betts, R., Kerr, R. B., & Biesbroek, R. (2022). *Climate change 2022: Impacts, adaptation and vulnerability*. IPCC Geneva, Switzerland:.
- Vespo, V. S., Messori, A., & Musso, G. (2024). Threshold capillary pressure of caprocks for CO2 storage: Numerical insight on the dynamic and residual method. *International Journal of Greenhouse Gas Control*, 135, 104135. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.ijggc.2024.104135>



EFFETTI DELLA VELOCITÀ DI DEFORMAZIONE SUL COMPORTAMENTO DI UNA SABBIA CONGELATA IN CONDIZIONI TRIASSIALI

Andrea Viglianti

Università degli Studi di Roma "Tor Vergata"

andrea.viglianti@uniroma2.it

Giulia Guida

Università degli Studi di Roma "Tor Vergata"

giulia.guida@uniroma2.it

Francesca Casini

Università degli Studi di Roma "Tor Vergata"

francesca.casini@uniroma2.it

Sommario

Tra le tecniche di sostegno per lo scavo di opere in sotterraneo in ambiente urbano e in presenza di terreni incoerenti sottofaldati, il congelamento artificiale dei terreni (AGF) è una soluzione spesso adottata per garantire la stabilità del cavo e limitare i cedimenti a piano campagna. Tuttavia, le grandi incertezze legate alla difficile previsione della risposta termo-idro-meccanica (THM) dei terreni congelati rendono necessario adottare degli ampi margini di sicurezza in fase di progettazione, con un elevato livello di costo. Il presente lavoro mira a fornire una maggiore comprensione dei fenomeni che regolano l'AGF, attraverso i risultati di una campagna sperimentale che ha previsto l'esecuzione di sei prove triassiali su sabbia congelata. L'utilizzo di un'apparecchiatura triassiale avanzata, FROZEN, ha reso possibile applicare in laboratorio le condizioni di congelamento in sito, inducendo nel campione un gradiente termico stazionario. I risultati ottenuti a differenti tensioni di confinamento hanno mostrato una forte dipendenza della risposta meccanica dalla velocità di deformazione e dalla temperatura.

1. Introduzione

Molti progetti di sviluppo urbano sostenibile hanno come principale obiettivo l'ampliamento delle reti metropolitane. La realizzazione di opere come stazioni metropolitane, cunicoli di collegamento, discenderie e pozzi previste in questi progetti spesso richiede l'applicazione della tecnica del congelamento artificiale dei terreni (AGF), specialmente quando si è in presenza di terreni incoerenti sotto un elevato battente idraulico. L'AGF è una tecnica di consolidamento e impermeabilizzazione temporanea dello scavo che garantisce un elevato livello di sicurezza, evitando rischi di sifonamento e di rifluimento di materiali e di acqua in pressione all'interno degli scavi (trevis S.p.A., 2013) e consentendo la salvaguardia del costruito storico (Viggiani e Casini, 2015). Inoltre, l'AGF è una tecnica ecocompatibile, perché non comporta il rilascio di agenti inquinanti nel terreno.

Nella fase cosiddetta di mantenimento, durante la quale si esegue lo scavo, il muro di terreno congelato è soggetto ad uno stato di sollecitazione indotto dal peso del terreno sovrastante e dalla pressione dell'acqua che agisce intorno ad esso e da una fase di scarico tensionale nella zona di scavo. Per evitare

che le deformazioni viscosi che si sviluppano nei terreni congelati siano eccessive e tali da compromettere la stabilità del cavo (Ladanyi, e Benyamina, 1995), è fondamentale comprendere come il comportamento del terreno congelato sia influenzato dalla temperatura e dalla velocità di deformazione (Cudmani *et al.*, 2022, Andersland e Ladanyi, 2003).

La campagna sperimentale oggetto della presente nota mira ad analizzare gli effetti indotti dalla temperatura e dalla velocità di deformazione sul comportamento THM di una sabbia congelata in condizioni triassiali. La sperimentazione è stata condotta in collaborazione con l'Università Tecnica di Monaco (TUM) ed ha previsto l'utilizzo di un'apparecchiatura triassiale avanzata, FROZEN, in grado di indurre nel provino un gradiente termico stazionario.

2. Setup sperimentale

FROZEN è un'apparecchiatura triassiale avanzata sviluppata per studiare il comportamento termo-idromeccanico dei terreni congelati riproducendo le condizioni di congelamento in sito alla scala dell'elemento di volume (Bartoli *et al.*, 2018). L'apparecchiatura è costituita da una pressa meccanica che lavora a controllo di spostamento, un sistema refrigerante e una cella triassiale. Quest'ultima, rappresentata in Figura 1, è caratterizzata da una testa di carico e da una base realizzati con un materiale a bassa conducibilità termica (PEEK), con vari fori per permettere il posizionamento della canna congelante (infissa sulla base e coassiale al campione), delle termocoppie e dei tubi di drenaggio.

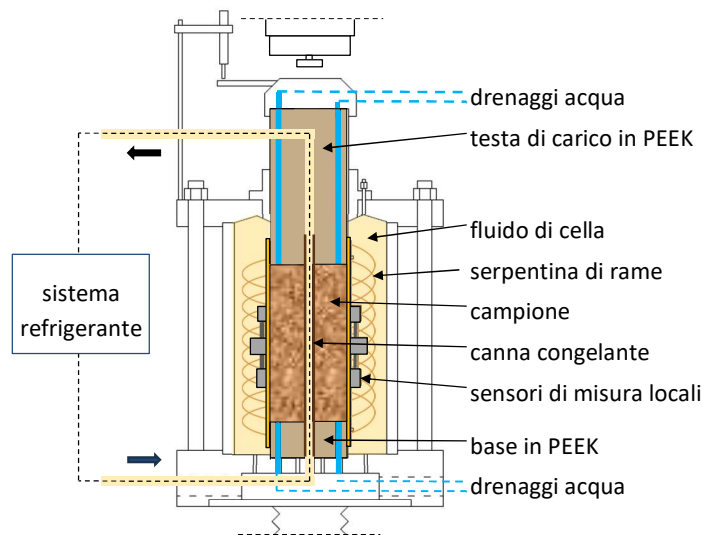


Figura 1. Schema della cella triassiale

Una serpentina di rame è posizionata intorno al provino per il controllo della temperatura di cella. Il fluido di cella ed il fluido refrigerante che circola nella canna congelante e nella serpentina di rame sono costituiti da una miscela di acqua (50 %) e glicole (50 %), la cui temperatura è controllata da due sistemi di raffreddamento differenti. La pressione verticale è applicata attraverso la pressa meccanica mentre la pressione di confinamento e la pressione dell'acqua interstiziale sono applicate tramite un volumetro associato a un convertitore pneumatico. Durante la prova, lo spostamento verticale è misurato tramite un LVDT (*Linear Variable Displacement Transducer*) connesso alla testa di carico. Il flusso d'acqua è misurato attraverso un LVDT connesso al volumetro. La deformazione locale radiale è misurata attraverso un bracciale radiale (disposto a metà altezza del campione). La deformazione locale assiale è misurata tramite due LVDT locali fissati direttamente sul provino. La temperatura viene monitorata attraverso termocoppie disposte in diverse posizioni nel campione, nella canna congelante e nel liquido di cella. In FROZEN, il campione sottoposto alla prova è caratterizzato da un'altezza di 200 mm e un diametro di 100 mm.

3. Materiale testato e campagna sperimentale

Il materiale testato è la sabbia quarzosa di Karlsruhe, caratterizzata da una dimensione dei grani variabile da 0.4 mm e 1.7 mm. La Tabella 1 ne riassume le proprietà indice.

La campagna sperimentale è consistita in sei prove effettuate a tre diverse tensioni di confinamento efficaci (50, 200 e 800 kPa) prima della fase di congelamento e con due differenti velocità di deformazione (0.2 e 0.02 %/min). I campioni sono stati compattati staticamente per raggiungere un indice dei vuoti iniziale pari a $e_0 = 0.77$ e un contenuto d'acqua pari a $w_0 = 12\%$. Per posizionare le termocoppie, i campioni sono stati compattati in quattro strati di 50 mm di altezza ciascuno. Le fasi di prova sono state le seguenti:

- (1) Fase di consolidazione: il provino è stato inizialmente saturato e consolidato a una temperatura di 5 °C e alle diverse pressioni di confinamento efficaci;
- (2) Fase di congelamento: è stato attivato facendo circolare il fluido refrigerante a una temperatura di -20 °C. La temperatura di cella è stata monitorata e mantenuta sempre al di sopra delle temperature misurate nel provino, così da imporre la direzione di congelamento dall'interno verso l'esterno del provino stesso. In particolare, la temperatura di cella è variata da un valore iniziale pari a 5 °C a un valore finale di -2 °C. Il congelamento è considerato terminato al raggiungimento di una condizione di gradiente termico stazionario raggiunta nel campione;
- (3) Fase deviatorica con le due velocità di deformazione imposte. La tabella 2 riassume le condizioni di prova della campagna sperimentale.

Tabella 1: proprietà indice sabbia di Karlsruhe (Schindler et al., 2023b)

e_{min} / e_{max} [-]	$d_{10} / d_{30} / d_{60}$ [mm]	ρ_s [g/cm ³]
0.52 / 0.82	0.44 / 0.53 / 0.64	2.65

Tabella 2: fasi di prova della campagna sperimentale

Fase di Consolidazione			Congelamento	Compressione assiale
T [°C]	σ'_3 [kPa]		T [°C]	$\dot{\epsilon}_1$ [%/min]
5	50 (C3)	200 (C2)	- 20	0.2
	50 (C6)	200 (C4)		800 (C5)

4. Risultati sperimentali

4.1 Fase di Congelamento

La Figura 2a mostra la sezione di metà campione, in cui sono indicate le posizioni delle termocoppie disposte nella canna congelante, nel campione e nella cella. La Figura 2b mostra l'andamento nel tempo delle temperature misurate dalle termocoppie durante il congelamento, la cui durata media è di circa dieci ore. Si osserva che, dopo 15 minuti, alla base del campione si misurano 0 °C. Trascorse circa 2 ore e 25 minuti, si raggiunge la temperatura di 0 °C anche sul bordo del provino, mentre dopo 3 ore e 20 minuti, ogni punto del campione si trova ad una temperatura minore di 0 °C. Successivamente, si registra un significativo incremento della pendenza dell'andamento della temperatura dovuta al completamento del passaggio di fase tra acqua e ghiaccio. Per i punti di misura più vicini alla canna congelante (alla base e in testa al provino), il passaggio di fase si osserva per valori di temperatura minori di 0 °C. Questo risultato è probabilmente dovuto alla vicinanza di tali punti ai sistemi di drenaggio; l'effetto della velocità di filtrazione dell'acqua che viene drenata durante il congelamento che abbassa la temperatura di congelamento. A fine congelamento, nel campione si misura una temperatura massima di circa -5 °C e una minima di circa -10 °C. In Figura 2c si riporta la distribuzione di temperatura nel campione durante il congelamento a 1 ora, a 4 ore e a fine fase (9 ore e 20 minuti). Le distribuzioni di temperatura sono ottenute per interpolazione attraverso il software Surfer® (Golden Software, LLC), inserendo i valori di temperatura misurati e le relative posizioni come input.

La temperatura del provino aumenta all'aumentare della distanza dalla canna congelante e diminuisce durante il congelamento fino a raggiungere la condizione di gradiente termico stazionario. Durante il congelamento, per tutti i provini si registra una fuoriuscita d'acqua causata dalla formazione del ghiaccio nei vuoti che drena l'acqua verso l'esterno. Tuttavia, non si misurano deformazioni volumetriche per l'intera durata della fase.

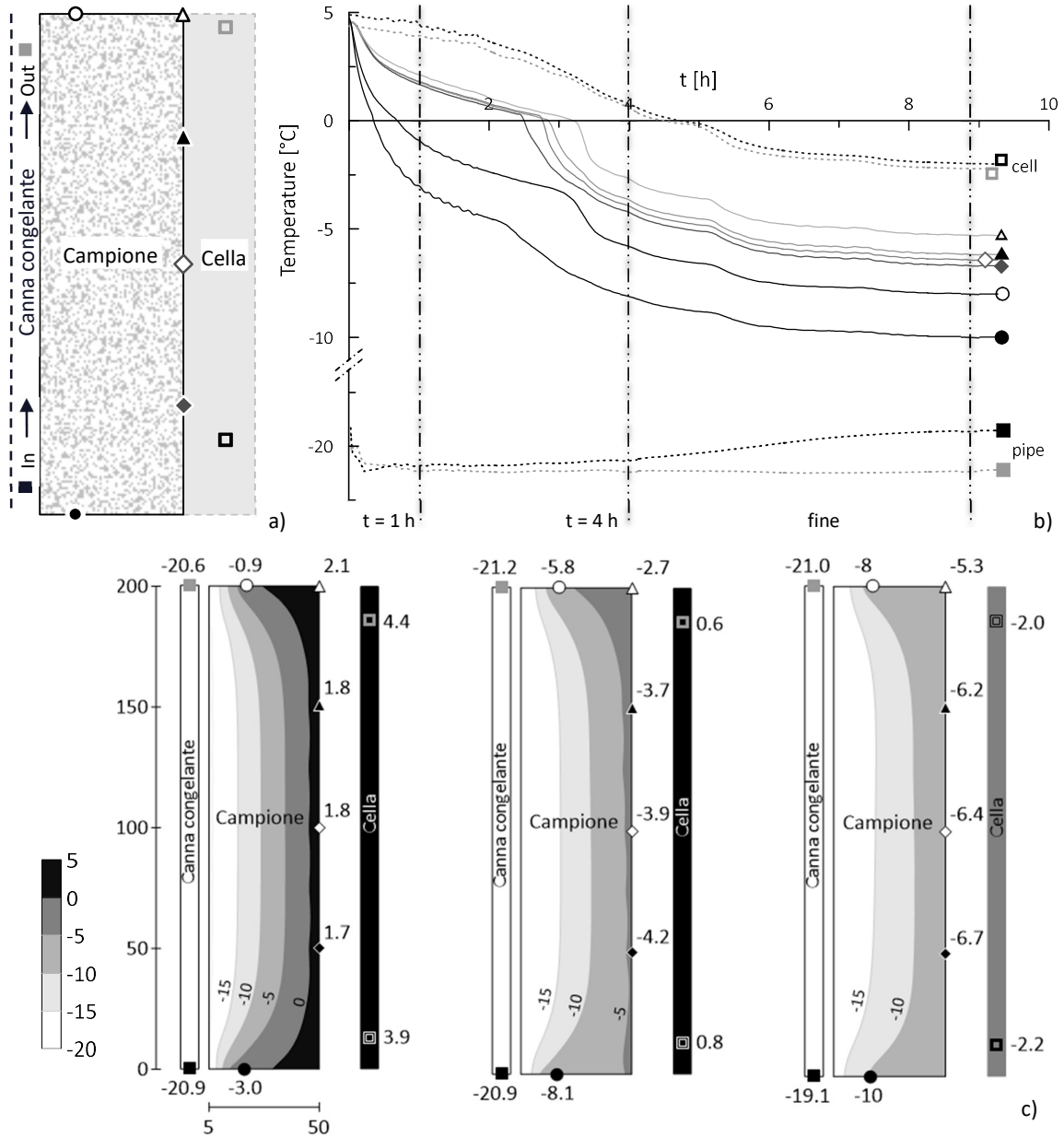


Figura 2. Schema posizione termocoppie a), evoluzione dell'andamento delle temperature nel tempo – campione C3 b), evoluzione della distribuzione di temperatura nel campione a 1 h (sinistra), 4h (centro) e fine congelamento (destra) – campione C3

4.2 Fase di compressione assiale

La Figura 3a mostra l'evoluzione del deviatore delle tensioni q con la deformazione assiale ϵ_a durante la fase di compressione assiale, per i campioni C2 e C4, soggetti alla stessa tensione di confinamento (200 kPa) e sottoposti alle due velocità di deformazione investigate. Entrambi i campioni esibiscono un

comportamento fragile, con un picco corrispondente a una deformazione assiale pari al 2 %. A questo livello di deformazione, la resistenza della matrice di ghiaccio è predominante rispetto al contributo attritivo fornito dalla sabbia (Sayles e Carbee, 1981). Il provino C2 sottoposto alla velocità di deformazione maggiore (0.2 %/min) mostra una resistenza di picco e residua, pari a 8.2 MPa e 4.2 MPa, rispettivamente. Il provino C4 sottoposto alla velocità di deformazione di 0.02 %/min esibisce un picco di resistenza pari a 5.2 MPa e una resistenza residua pari a 3.2 MPa. Nel provino C4, l'effetto di una minore velocità di deformazione si traduce in una minore resistenza, probabilmente a causa della riorientazione dei cristalli di ghiaccio verso la direzione del carico (Schulson e Duval, 2009).

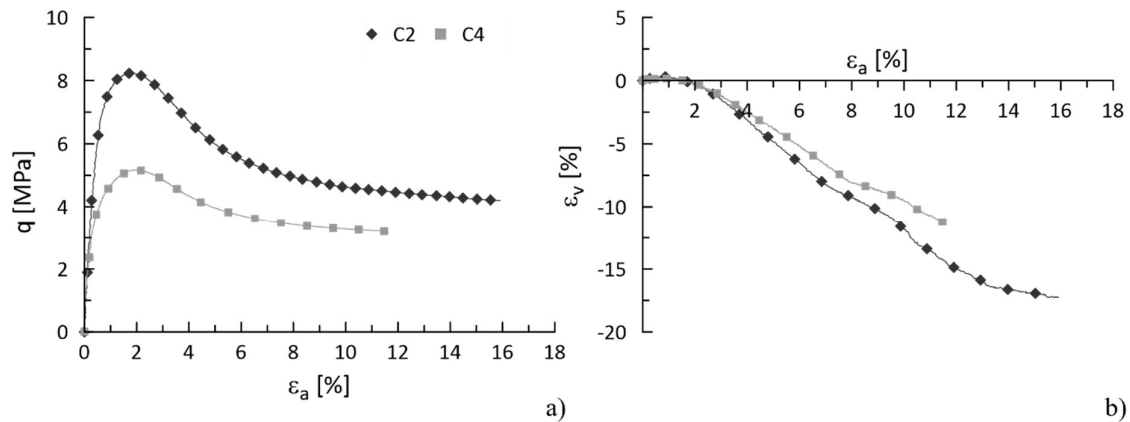


Figura 3. Andamento del deviatore delle tensioni q con la deformazione assiale ε_a a); evoluzione della deformazione volumetrica ε_v con la deformazione assiale ε_a b).

In Figura 3b si riporta l'evoluzione della deformazione volumetrica con la deformazione assiale misurata per i campioni C2 e C4. La deformazione volumetrica è stata valutata utilizzando l'equazione proposta da Escribano *et al.* (2019), sotto l'ipotesi di variazione di forma del campione secondo una legge parabolica.

Per entrambi i provini, si osserva una piccola contrazione iniziale seguita da un comportamento dilatante ($\varepsilon_v < 0$) post-picco. Al diminuire della velocità di deformazione, il campione C4 esibisce rispetto al campione C2 una deformazione volumetrica minore, verosimilmente a causa della riorientazione dei cristalli nella matrice di ghiaccio, che rallenta la formazione di fratture (Schulson e Duval, 2009). Infatti, in corrispondenza di una deformazione assiale pari al 10 %, la deformazione volumetrica misurata per il provino C2 è pari circa al 12.5 %, mentre per il provino C4 è pari a circa il 10 %. In Figura 4 si riportano le configurazioni deformate dei due campioni subito dopo la fase di compressione assiale in cui il materiale è ancora congelato.

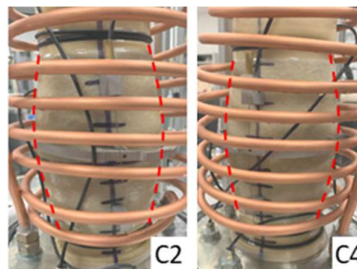


Figura 4. Configurazioni deformate dei sei campioni alla fine della fase di compressione assiale

5. Conclusioni

I risultati della campagna sperimentale riportati in questa nota hanno indagato gli effetti della velocità di deformazione sul comportamento meccanico di una sabbia congelata. L'utilizzo dell'apparecchiatura

triassiale, FROZEN, ha consentito di riprodurre in scala di laboratorio il processo di congelamento di sito. Durante la fase di congelamento i provini non hanno esibito deformazioni volumetriche: la formazione di ghiaccio ha spinto fuori l'acqua interstiziale in eccesso mantenendo il volume costante. Nei campioni di terreno, dopo circa 3 ore e mezza si sono raggiunte temperature minori di 0 °C e, a fine congelamento, si sono raggiunte le condizioni di gradiente termico stazionario. Tutti i provini indagati hanno esibito lo stesso comportamento al variare della tensione di confinamento.

Nella fase di compressione assiale, tutti i campioni hanno esibito un comportamento fragile caratterizzato da picco e residuo. A bassi valori della deformazione assiale, la risposta del materiale è principalmente governata dalla matrice di ghiaccio: la componente attritiva si attiva per deformazioni maggiori. Il comportamento del materiale post-picco è caratterizzato da un aumento della resistenza residua all'aumentare della tensione di confinamento applicata. La resistenza della sabbia congelata è risultata influenzata sia dalla temperatura sia dalla velocità di deformazione. Le basse temperature rendono il materiale più resistente e più fragile. Le basse velocità di deformazioni favoriscono il processo di ricristallizzazione dinamica ed esibiscono una resistenza minore

Bibliografia

- Andersland, O. B., & Ladanyi, B. (2003). *Frozen ground engineering*. John Wiley & Sons.
- Bartoli, M., Raparelli, S., Casini, F., Viggiani, G. M. B. (2018). Un'attrezzatura avanzata per prove su terreni artificialmente congelati. IARG 2018, Genova.
- Cudmani, R., Yan, W., & Schindler, U. (2022). A constitutive model for the simulation of temperature-, stress- and rate-dependent behaviour of frozen granular soils. *Géotechnique*, 73(12), 1043-1055.
- Escribano, D. E., Nash, D. F. T., & Diambra, A. (2019). Local and global volumetric strain comparison in sand specimens subjected to drained cyclic and monotonic triaxial compression loading. *Geotechnical Testing Journal*, 42(4), 1006-1030.
- Ladanyi, B., & Benyamina, M. B. (1995). Triaxial relaxation testing of a frozen sand. *Canadian Geotechnical Journal*, 32(3), 496-511.
- Sayles, F. H., & Carbee, D. L. (1981). Strength of frozen silt as a function of ice content and dry unit weight. *Engineering Geology*, 18(1-4), 55-66.
- Schindler, U., Cudmani, R., Chrisopoulos, S., & Schünemann, A. (2023). Multi-stage creep behavior of frozen granular soils: Experimental evidence and constitutive modeling. *Canadian Geotechnical Journal*, 61(1), 118-133.
- Schulson, E. M., & Duval, P. (2009). *Creep and fracture of ice*. Cambridge university press.
- Surfer, Golden Software, LLC, PO Box 281, Golden, CO 80402-0281 USA, www.goldensoftware.com
- Trevi S.p.A. (2013). *Congelamento artificiale dei terreni – tecnologia*.
- Viggiani, G. M. B., & Casini, F. (2015). *Artificial Ground Freezing: from applications and case studies to fundamental research*.

SESSIONE II

OPERE E SISTEMI GEOTECNICI



MISURE SPERIMENTALI DEL COMPORTAMENTO DI PILE DA PONTE SOGGETTE A SCALZAMENTO

Aimar Mauro

*Dipartimento di Ingegneria Strutturale Edile e Geotecnica, Politecnico di Torino, Torino
mauro.aimar@polito.it*

Civera Marco

*Dipartimento di Ingegneria Strutturale Edile e Geotecnica, Politecnico di Torino, Torino
marco.civera@polito.it*

Quattrone Antonino

*Dipartimento di Ingegneria Strutturale Edile e Geotecnica, Politecnico di Torino, Torino
antonino.quattrone@polito.it*

Sabia Donato

*Dipartimento di Ingegneria Strutturale Edile e Geotecnica, Politecnico di Torino, Torino
donato.sabia@polito.it*

Foti Sebastiano

*Dipartimento di Ingegneria Strutturale Edile e Geotecnica, Politecnico di Torino, Torino
sebastiano.foti@polito.it*

Chiaia Bernardino

*Dipartimento di Ingegneria Strutturale Edile e Geotecnica, Politecnico di Torino, Torino
bernardino.chiaia@polito.it*

Sommario

Le azioni idrauliche sono considerate una delle principali cause di collasso dei ponti e, tra queste, lo scalzamento delle fondazioni gioca un ruolo importante. Tuttavia, la valutazione delle condizioni delle fondazioni dei ponti esistenti è un'attività complessa. Infatti, una caratterizzazione completa è spesso ostacolata dalla limitata accessibilità e, in alcuni casi, dalla mancanza di informazioni disponibili sulla progettazione geotecnica. D'altra parte, un'efficace identificazione dello scalzamento è fondamentale per una previsione accurata delle prestazioni a lungo termine del ponte, anche per la pianificazione di eventuali interventi di riqualificazione. Il presente lavoro presenta i risultati di uno studio sperimentale condotto su un viadotto stradale in Piemonte soggetto a scalzamento, nel quale sono state effettuate misure dinamiche sulla sovrastruttura e sulle fondazioni. Ciò consente di ottenere la risposta del sistema terreno-struttura e di rilevare asimmetrie nel comportamento delle fondazioni dovute alla presenza dello scalzamento. Questo studio dimostra il potenziale delle misure in sito come strumento per la caratterizzazione delle condizioni di scalzamento di ponti esistenti e quindi per un'efficace identificazione di situazioni potenzialmente critiche.

1. Introduzione

I ponti che attraversano corsi d'acqua sono soggetti a notevoli rischi di natura idraulica, che ne rappresentano la causa principale di collasso (ad es., Kirby *et al.* 2015). Tra questi, lo scalzamento alle fondazioni delle pile da ponte rappresenta un fattore particolarmente insidioso, in quanto esso comporta

una variazione della capacità portante e della rigidità della fondazione (ad es., Ciancimino *et al.* 2022), con effetti deleteri sulle prestazioni del ponte e un incremento della vulnerabilità sismica (ad es., Ganesh Prasad e Banerjee 2013; Wang *et al.* 2014; Foti *et al.* 2023). Inoltre, la presenza di scalzamento spesso non è facilmente identificabile tramite ispezioni visive (ad es., Briaud *et al.* 2011).

Il presente contributo descrive una campagna di caratterizzazione dinamica effettuata sull'impalcato e sulle pile di un tratto di un viadotto stradale situato a Inverso Pinasca (Piemonte). Il tratto in esame è soggetto a un marcato scalzamento a causa della migrazione dell'alveo del torrente Chisone, che scorre lateralmente allo stesso. Da questo punto di vista, una peculiarità del presente studio riguarda la relativa posizione del ponte rispetto al fiume, che lo costeggia anziché attraversarlo. In questo breve contributo vengono inoltre presentati alcuni risultati preliminari delle interpretazioni delle misure eseguite sulle pile del tratto di interesse, mentre la trattazione circa la risposta dell'impalcato è riportata in Aimar *et al.* (2024b).

2. Caso studio: descrizione e criticità

Il viadotto di Inverso Pinasca è situato nell'omonimo comune, che si trova nella parte Sud-occidentale della Città Metropolitana di Torino. Esso è parte di una bretella stradale costruita tra il 2004 e il 2005 per migliorare il collegamento tra Torino e l'alta Val Chisone. L'impalcato del viadotto è costituito da quattro tratti a travata continua, per una lunghezza complessiva di 1849,90 m, mentre la larghezza è pari a 14,6 m. L'impalcato poggia su 45 pile relativamente tozze, in quanto l'altezza oscilla tra 1 m e 3 m, le quali si fondano su una palificata costituita da 8 o 10 pali del diametro di 1,5 m e profondità variabile tra 14 m e 33 m.

Il presente studio si focalizza sul tratto meridionale del viadotto, il quale presenta un profilo planimetrico misto, con tratti rettilinei e curvilinei e si inserisce tra il Torrente Chisone (lato Est) e il centro abitato di Inverso Pinasca (lato Ovest). Il tratto in esame è separato dalle restanti porzioni del viadotto mediante giunti di dilatazione; pertanto, il comportamento è virtualmente indipendente dalle altre. A seguito di ripetuti eventi alluvionali che hanno interessato la Val Chisone (i più recenti nel 2010 e nel 2016), il canale principale del fiume è progressivamente migrato verso la destra orografica, inducendo un forte scalzamento delle fondazioni delle pile nella porzione settentrionale del tratto di interesse, denotate con numerazione da P8 a P10 in Figura 1. La Figura 1 include anche alcune fotografie che illustrano lo stato di dissesto a metà dell'anno 2023 (Aimar *et al.* 2024a). Nello specifico, si riscontrano l'esposizione della parte superiore dei pali di fondazione e uno scalzamento generale delle pile, con profondità fino a 3,8 m per la pila P9 (calcolata dalla superficie inferiore del pulvino). Occorre osservare che il foro di scalzamento non è simmetrico a causa della presenza di una scarpata localizzata più o meno presso l'asse longitudinale del ponte. Pertanto, solo metà della fondazione è esposta. Inoltre, il foro di scalzamento al di sotto del pilastro P8 è stato parzialmente riempito con terreno grossolano per prevenire l'ulteriore erosione in questa porzione.

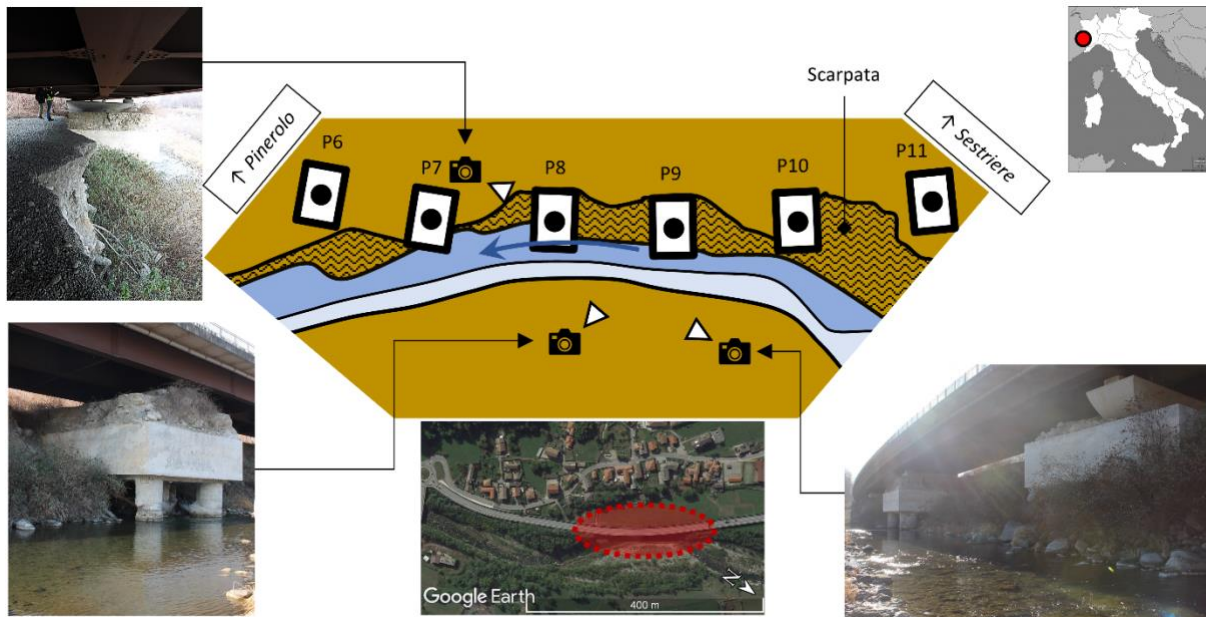


Figura 1. Mappa del tratto di interesse del viadotto, con relativa documentazione fotografica dello stato di dissesto rilevato a metà del 2023.

3. Campagna di misurazioni sperimentali

Alla luce dell'evidenza circa la presenza dello scalzamento, si è deciso di effettuare una campagna di caratterizzazione dinamica del sistema struttura-fondazione mediante misurazioni della risposta sia dell'impalcato sia delle pile, secondo un duplice obiettivo. Da un lato, le misurazioni consentono di stimare i parametri modali della sovrastruttura. Questi possono essere in seguito impiegati per la calibrazione di un modello numerico avanzato per analizzare le prestazioni del sistema, ad esempio in presenza di altre azioni quali sismi. Inoltre, si sono valutate eventuali peculiarità del comportamento del sistema terreno-struttura per cogliere l'influenza dello scalzamento sulla risposta dinamica, in particolare in termini di asimmetrie anomale nel comportamento potenzialmente indotte dallo scalzamento stesso. A tal fine, l'indagine si è concentrata su una porzione del viadotto comprendente parti interessate e non interessate dallo scalzamento, al fine di effettuare uno studio comparativo delle corrispondenti risposte.

La campagna di misure ha previsto l'installazione di sensori accelerometrici sia sull'impalcato sia sulle pile (Figura 2). Nello specifico, sono stati impiegati 13 accelerometri monoassiali capacitivi (modello PCB 3701G3FA3G) e 5 accelerometri piezoelettrici triassiali (modello PCB 356B18), principalmente disposti lungo le travi longitudinali esterne dell'impalcato in corrispondenza della porzione soggetta a scalzamento, ossia tra le pile P7 e P10 (si veda Figura 1). Inoltre, sulle pile P7, P8 e P9 sono stati collocati sensori piezoelettrici ad alta sensibilità (10 V/g; modello PCB 393B04), sia in configurazione monoassiale verticale che multiassiale. Per tutte le pile è stata adottata una disposizione minima dei sensori, composta da quattro accelerometri verticali agli angoli più uno/due orizzontali, per individuare asimmetrie sia nella risposta verticale che in quella orizzontale. Tuttavia, è stata adottata una disposizione densa di sensori per la pila P9, essendo questa soggetta a maggiore scalzamento (si veda Figura 1). I sensori sono stati collocati alla sommità dei pulvini, ma si può ritenere che la risposta vibrazionale misurata sia identica a quella della platea di fondazione, a causa della ridotta deformabilità delle pile.

L'acquisizione è stata effettuata tramite un sistema di acquisizione LMS Siemens SCADAS a 40 canali, utilizzando una frequenza di campionamento di 256 Hz, e sono state misurate le vibrazioni ambientali e quelle indotte dal passaggio dei veicoli sopra l'impalcato.

Il numero limitato di canali e di sensori ad alta sensibilità rispetto alle posizioni di misura ha indotto a eseguire le misurazioni attraverso più setup. In tutti i setup, gli accelerometri sull'impalcato e parte di quelli installati sulla pila P9 sono stati mantenuti inalterati, anche per fornire un riferimento per la normalizzazione delle misure, mentre i sensori ad alta sensibilità sono stati di volta in volta riposizionati per misurare simultaneamente le vibrazioni delle coppie di pile P7-P9 e P7-P8. La logica alla base di questa strategia è quella di analizzare la risposta relativa di ciascuna coppia di pile, al fine di cogliere in maniera efficace eventuali differenze nel comportamento.

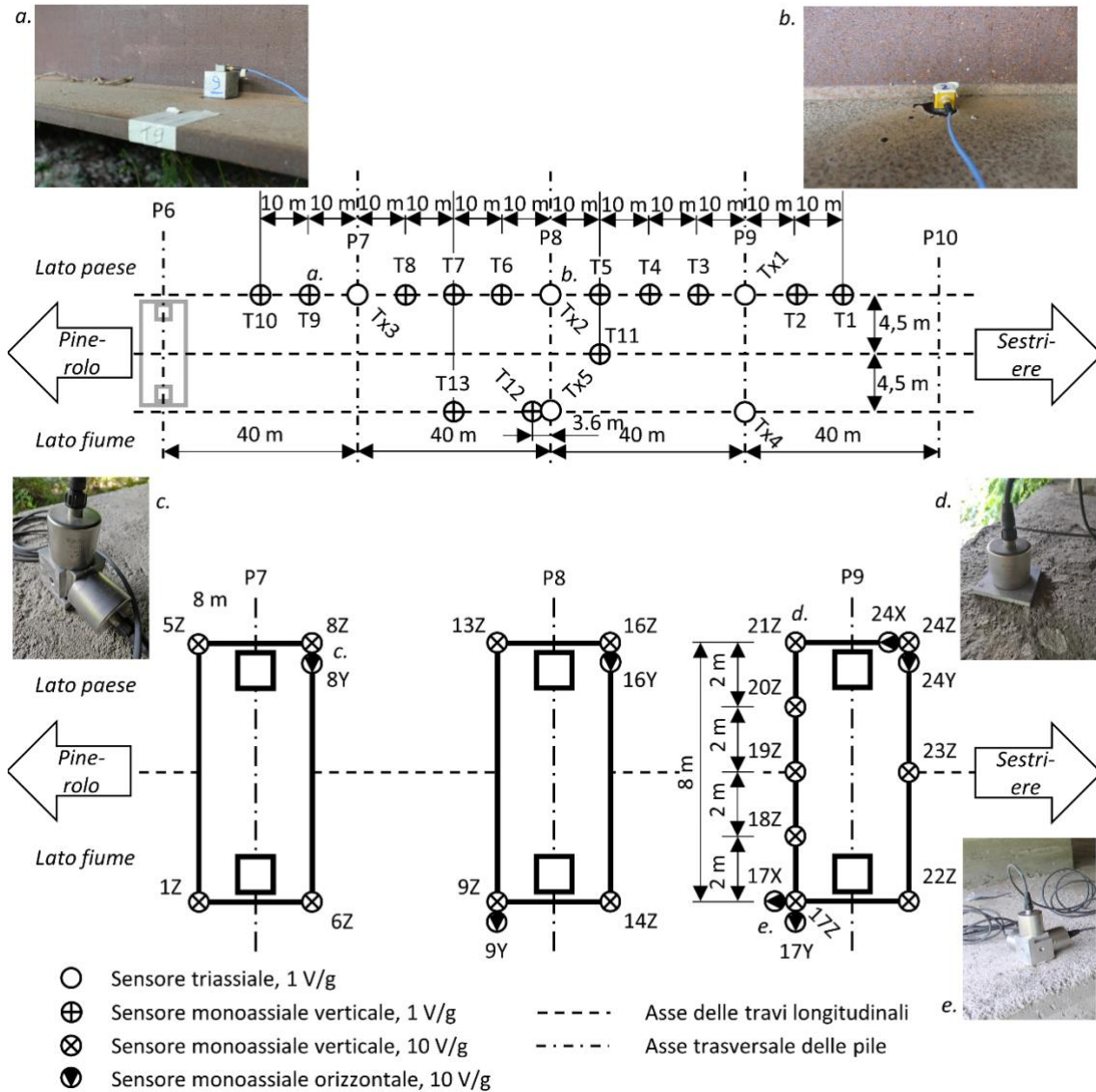


Figura 2. Mappa indicante le posizioni dei sensori lungo le travi longitudinali dell'impalcato (sopra) e sui pulvini (sotto), con incluse fotografie degli accelerometri monoassiali capacitivi (a), degli accelerometri piezometrici triassiali (b) e degli accelerometri ad alta sensibilità in configurazione monoassiale (d), biassiale (c) e triassiale (e).

4. Risultati preliminari

Al fine di effettuare una valutazione preliminare della risposta dinamica delle pile, questo studio ha analizzato il valore di valore efficace (o ampiezza Root Mean Square, RMS) dell'accelerazione verticale (qui etichettata come a_z) registrata ai vertici di ciascun pulvino. Questo approccio, adottato in Foti e Sabia (2010), si fonda sul criterio secondo il quale variazioni asimmetriche delle condizioni di supporto

per sistemi relativamente rigidi (come lo scalzamento delle pile tozze in esame) si traducono in un'asimmetria nell'ampiezza delle vibrazioni. Per una stima più affidabile, a_z è stata calcolata a partire da finestre temporali di 10 s estratte dai dati registrati, ciascuna corrispondente al passaggio di un veicolo sull'impalcato del viadotto. La Figura 3 mostra la stima di a_z per le pile P7 e P9, cioè quelle con le fondazioni meno e più scalzate (Figura 1). I risultati sono raggruppati in base al lato di applicazione del carico (lato paese vs. lato fiume). Inoltre, si evidenzia l'andamento sul lato a monte e sul lato a valle, per indagare le asimmetrie sia in direzione paese-fiume sia lungo l'asse longitudinale del ponte. Infine, per ogni carico considerato, i valori di a_z sono normalizzati rispetto al loro valore medio ($a_{z,avg}$), per eliminare l'influenza dell'entità del carico stesso.

In tutti i casi, si osserva un maggiore a_z sul lato corrispondente all'applicazione del carico, compatibilmente con le attese. Tuttavia, si possono osservare alcune differenze rilevanti quando si confronta il comportamento dinamico di P9 e P7. Da un lato, la distribuzione spaziale di a_z è simile quando i veicoli passano sul lato della città, in termini di asimmetria. Invece, per i carichi sul lato del fiume, a_z è quasi uniforme in P7 (in quanto il valore normalizzato è vicino all'unità), mentre si osservano variazioni maggiori per P9. Pertanto, a parità di carichi, i livelli di vibrazione in P9 sono fortemente asimmetrici rispetto a P7, presumibilmente a causa delle variazioni di rigidezza indotte dallo scalzamento. Inoltre, in P9, a_z è significativamente maggiore a valle che a monte. Questa peculiarità si osserva sia sul lato città che sul lato fiume, per tutti gli impulsi di carico e i lati di applicazione considerati. La discrepanza è invece minore in P8 (non riportato in questo contributo) e quasi trascurabile in P7. Questo risultato è in qualche modo inaspettato, poiché l'erosione agisce principalmente lungo l'asse longitudinale del ponte e non dovrebbe produrre differenze rilevanti nella risposta tra monte e valle. Invece, questa evidenza potrebbe indicare che le variazioni di rigidezza nel sistema terreno-struttura dovute allo scalzamento si verificano anche lungo la direzione di flusso del fiume e non solo nella direzione trasversale, come ci si potrebbe aspettare dalle informazioni disponibili. Questo potrebbe essere una conseguenza della curvatura del canale fluviale, che determina una morfologia complessa della scarpata di scalzamento.

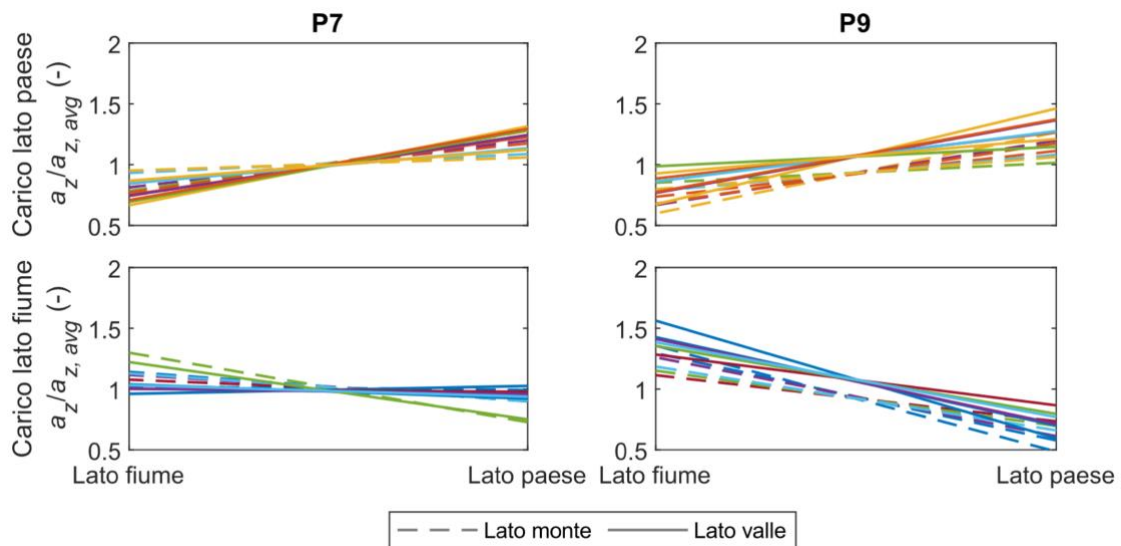


Figura 3. Stime del valore normalizzato di accelerazione RMS $a_z/a_{z,avg}$ ai pulvini delle pile P7 e P9, per carichi applicati lato fiume e lato paese. I risultati sono raggruppati secondo il lato considerato per il calcolo del valore RMS, ossia lato monte oppure lato valle. Nello specifico, a ogni colore corrisponde uno specifico carico (ossia un veicolo in transito sull'impalcato), con la linea continua che rappresenta il livello di vibrazione osservato lato valle e la linea tratteggiata che rappresenta la risposta lato monte.

5. Conclusioni e future attività

Il presente studio ha descritto una campagna sperimentale condotta per valutare la risposta dinamica di un viadotto stradale a più campate nei pressi di Torino, interessato da scalzamento alla fondazione. L'indagine ha riguardato la risposta dell'impalcato e delle fondazioni su una porzione del ponte comprendente sia pile soggette a scalzamento sia pile non erose. La logica alla base di questa strategia è quella di analizzare la risposta relativa di porzioni vicine del ponte, con diverse condizioni di scalzamento. In questo contributo sono stati esposti alcuni risultati preliminari dell'elaborazione dei dati sperimentali relativi alle pile, mentre la trattazione circa la risposta dell'impalcato è riportata in Aimar *et al.* (2024b). I risultati hanno dimostrato la presenza di un comportamento asimmetrico nell'ampiezza delle vibrazioni delle pile, che può essere attribuito alla disomogeneità della distribuzione della rigidità del terreno dovuta allo scalzamento. D'altra parte, si prevede nel breve termine di effettuare delle analisi più approfondite sulla risposta delle pile, nonché di procedere a un'approfondita identificazione dei modi di vibrazione dell'impalcato congiuntamente alle pile stesse. Inoltre, poiché l'ente gestore dell'infrastruttura (Città Metropolitana di Torino) sta pianificando interventi di adeguamento di tipo idraulico e geotecnico nel breve termine, si prevede di ripetere nuovamente la campagna di misure, per confrontare il comportamento dinamico del viadotto prima e dopo tali interventi.

Ringraziamenti

Il lavoro descritto costituisce parte delle attività di ricerca sviluppate dagli autori nell'ambito del "PNRR": SPOKE 7 "CCAM, Connected Networks and Smart Infrastructure" - WP4, del partenariato esteso "PNRR": PE6 RETURN SPOKE VS3 e del progetto DPC-ReLUI5 2024-2026 sponsorizzato dal Dipartimento di Protezione Civile della Presidenza del Consiglio dei Ministri. Gli autori ringraziano anche la Città Metropolitana di Torino, in particolare gli Ing. Matteo Tizzani, Marco Benso e Giovanni Luca Zagardo, per il supporto dato durante questa attività di ricerca.

Riferimenti bibliografici

- Aimar, M., Civera, M., Foti, S., Chiaia, B. (2024a). "Preliminary Insights from Surveys of Bridges at High Scouring Risk in West Piedmont". II Fabre Conference – Existing bridges, viaducts and tunnels: research, innovation and applications (FABRE24), Genova.
- Aimar, M., Civera, M., Foti, S., Chiaia, B., Quattrone, A., Sabia, D. (2024b). "Dynamic measurements for assessing bridge response to foundation scour". IABMAS 2024: 12th International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management, Copenhagen.
- Briaud, J.L., Hurlbaeus, S., Chang, K.A., Yao, C., Sharma, H., Yu, O.Y., Darby, C., Hunt, B.E., Price, G.R. (2011). "Realtime monitoring of bridge scour using remote monitoring technology". In.: Texas Transportation Institute.
- Ciancimino, A., Jones, L., Sakellariadis, L., Anastasopoulos, I., Foti, S. (2022). "Experimental assessment of the performance of a bridge pier subjected to flood-induced foundation scour", *Géotechnique*, 72, 998-1015.
- Foti, S., Sabia, D. (2010). "Influence of foundation scour on the dynamic response of an existing bridge", *Journal of bridge engineering*, 16, 295-304.
- Foti, S., Aimar, M., Ciancimino, A., Giordano, L. (2023). "Influence of scour of foundations on the seismic performance of bridges". In *SECED 2023 Conference*. Cambridge, UK.
- Ganesh Prasad, G., Banerjee, S. (2013). "The impact of flood-induced scour on seismic fragility characteristics of bridges", *Journal of Earthquake Engineering*, 17, 803-828.
- Kirby, A., Roca, M., Kitchen, A., Escarameia, M., Chesterton, O. (2015). *Manual on scour at bridges and other hydraulic structures*. Ciria.
- Wang, Z., Padgett, J.E., Dueñas-Osorio, L. (2014). "Risk-consistent calibration of load factors for the design of reinforced concrete bridges under the combined effects of earthquake and scour hazards", *Engineering Structures*, 79, 86-95.



CAPACITÀ DRENANTE DI GEOSINTETICI INTERESSATI DALLA CRESCITA DI RADICI: EVIDENZE SPERIMENTALI E APPROCCI DI MODELLAZIONE

Adelaide Amato
Politecnico di Bari
adelaide.amato@uniba.it

Francesco Cafaro
Politecnico di Bari
francesco.cafaro@poliba.it

Daniele Cazzuffi
CESI SpA, Milano
daniele.cazzuffi@cesi.it

Sommario

Il ricorso ai geosintetici trova ampio rilievo nelle opere di ingegneria geotecnica, nonché nelle applicazioni di bioingegneria. In merito al controllo delle caratteristiche di filtrazione, l'impiego di geosintetici drenanti, come i geocompositi drenanti, offre numerose soluzioni. In un'ottica territoriale, che metta in conto anche la valutazione dell'impatto ambientale, risulta fondamentale poter prevedere il comportamento dell'opera e il grado di abbattimento prestazionale che essa subisce nel tempo e durante le varie fasi che caratterizzano il suo ciclo di vita. Per quanto concerne i geosintetici con funzione drenante, nella presente nota vengono descritti i risultati finora ottenuti a seguito di uno studio sperimentale volto a cogliere possibili modifiche sul lungo termine della prestazione idraulica di un geocomposito drenante esposto alla crescita di apparati radicali. Inoltre, si esaminano alcuni approcci, presenti in letteratura, di modellazione numerica delle caratteristiche idrauliche di geocompositi drenanti, inseriti in opere in terra in condizioni inizialmente insature e soggette a infiltrazione. Tale analisi è propedeutica all'affinamento di un metodo di modellazione di un materiale eterogeneo, quale il geocomposito, interessato dalla crescita di radici, che dunque permetta di tener conto dell'interazione tra vegetazione e sistema terreno-geosintetico.

1. Introduzione

I geosintetici sono materiali polimerici impiegati in applicazioni di ingegneria geotecnica, posti a diretto contatto con terreno, roccia o altri materiali, per assolvere molteplici funzioni, tra cui rinforzo, drenaggio, filtrazione. I geosintetici con funzione drenante sono sovente impiegati in luogo dei materiali granulari convenzionali, quali sabbia e ghiaia, garantendo evidenti vantaggi in termini di riduzione dello spessore di un dreno. Tali materiali trovano impiego nel drenaggio di infrastrutture verdi, nel controllo dell'infiltrazione nelle discariche, nelle opere di stabilizzazione dei versanti, dimostrando così la loro versatilità e rilevanza in molteplici applicazioni ingegneristiche e ambientali (Cazzuffi et al. 2008; Bhattacharjee e Viswanadham 2018; Paranhos et al. 2019). È pertanto evidente che il loro inserimento

in interventi di tipo paesaggistico e in contesti naturalistici fa sì che essi siano sottoposti a variazione dei parametri ambientali e climatici (temperatura, precipitazioni, fenomeni ciclici stagionali), sovraccarichi variabili, presenza di sostanze chimiche disciolte, microrganismi, vegetazione (radici). La ricerca nel campo dei materiali geosintetici, in particolare, affronta il tema della degradazione e della suscettibilità degli stessi ad aggressione fisica, chimica e biologica (Paula et al.(2008); Dias Filho et al.(2020); Greenwood et al.,(1996)). Tuttavia, il tema della vegetazione, in particolare degli effetti che le radici possono avere sui geosintetici, è solo marginalmente esplorato dalla letteratura esistente (Ito,(2011); Veylon,(2016)). Muovendo da tali considerazioni, è stato avviato uno studio con l'obiettivo di indagare il comportamento idraulico di un geosintetico drenante, ipotizzato come componente di opere in terra realizzate in ambiente urbano o suburbano, soggetto alla crescita di radici all'interno della sua struttura. In particolare, è stata condotta una campagna sperimentale finalizzata a cogliere possibili modifiche sul lungo termine della prestazione idraulica di un geocomposito drenante (GCD) esposto alla crescita di apparati radicali a sviluppo rapido e pervasivo, nello specifico ricorrendo a piante di Vetiver e di Bambù (Amato et al. 2024a). Dai risultati è emersa una riduzione della capacità drenante nel piano del GCD proporzionale al grado di pervasione delle radici all'interno della struttura dello stesso. La ricerca, tuttora in corso, si prefigge di applicare i risultati ottenuti dalla sperimentazione su campioni di GCD a contesti di opere geotecniche, tenendo conto degli effetti della vegetazione sul sistema terreno-geosintetico. Alla luce di questa prospettiva, la modellazione numerica risulta uno strumento necessario per la previsione in problemi reali del comportamento idraulico di un geocomposito in interazione con radici (Amato et al. 2024b). Nella presente nota si descriveranno quindi in modo sintetico alcune evidenze sperimentali dedotte durante la succitata ricerca e, successivamente, alcuni approcci presenti in letteratura per la modellazione numerica agli elementi finiti dei geocompositi drenanti soggetti a processi di infiltrazione, propedeutici alla modellazione numerica degli effetti delle radici in tali processi.

2. Effetto delle radici sulla capacità drenante nel piano di un geocomposito drenante (GCD)

I geocompositi drenanti sono prodotti ottenuti dall'accoppiamento di due o più componenti sintetiche, la cui principale funzione è la raccolta ed il trasporto di liquidi o aeriformi, presenti all'interno del terreno, o altro materiale, in cui sono inseriti. La proprietà idraulica di riferimento per i GCD è la capacità drenante nel piano, che rappresenta la capacità del prodotto di convogliare i fluidi in direzione planare. L'indagine sperimentale, condotta mediante modellazione fisica della pervasione radicale e successiva sperimentazione in laboratorio su provini di GCD, ha avuto l'obiettivo di valutare le variazioni di capacità drenante che le radici di piante, opportunamente selezionate, possono determinare in relazione alla loro cinetica di accrescimento e alla loro pervasività.

L'esperimento è stato preparato collocando in contenitori, utilizzati con la funzione di vasi per la coltura delle piante, dei provini di geocomposito drenante, successivamente ricoperti da un sottile strato di terriccio (Fig.1a), allo scopo di abbreviare il tempo di raggiungimento del GCD e simulare quindi in pochi mesi effetti che in problemi reali sarebbero attesi nell'arco di anni o decenni. All'interno di alcuni contenitori sono state inserite piante di Vetiver, mentre in altri sono state alloggiate piante di Bambù (Fig.1b).

Il geosintetico selezionato per la sperimentazione è un geocomposito drenante prodotto in Italia da Tenax SpA, costituito da una georete drenante con struttura reticolare a maglia quadrangolare, prodotta per estrusione e stiratura di polipropilene, disposta tra due geotessili non tessuti in polipropilene. La georete rappresenta il nucleo drenante del geocomposito e permette al fluido intercettato di scorrere lungo un piano prestabilito dalla geometria del materiale. I geotessili costituiscono la componente filtrante, che consente all'acqua di muoversi liberamente e, al contempo, impedisce la migrazione delle particelle fini del terreno all'interno dell'elemento drenante.

La scelta delle piante è stata dettata dalle loro caratteristiche peculiari: il Vetiver (*Chrysopogon zizanioides*, (L.) Roberty) è noto per il suo sistema radicale estremamente denso e tenace, grazie al quale è ampiamente impiegato per la stabilizzazione dei pendii e il controllo dell'erosione superficiale del terreno; il Bambù (*Phyllostachys aurea* (André) Rivière & C. Rivière) presenta radici che crescono

rapidamente e si espandono in modo pervasivo. La fase di crescita delle piante si è svolta all'aperto per una durata di circa 8,5 mesi. Durante questo periodo, le piante sono state esposte alle condizioni climatiche locali (zona di Bari) e annaffiate secondo necessità, modulando la frequenza e la quantità di acqua in base alla risposta dell'apparato fogliare. Dopo il periodo di esposizione, i provini di geocomposito sono stati dissotterrati e puliti mediante la rimozione del terreno intrappolato tra le radici. Successivamente, sono stati sottoposti ad osservazione e a test di laboratorio.

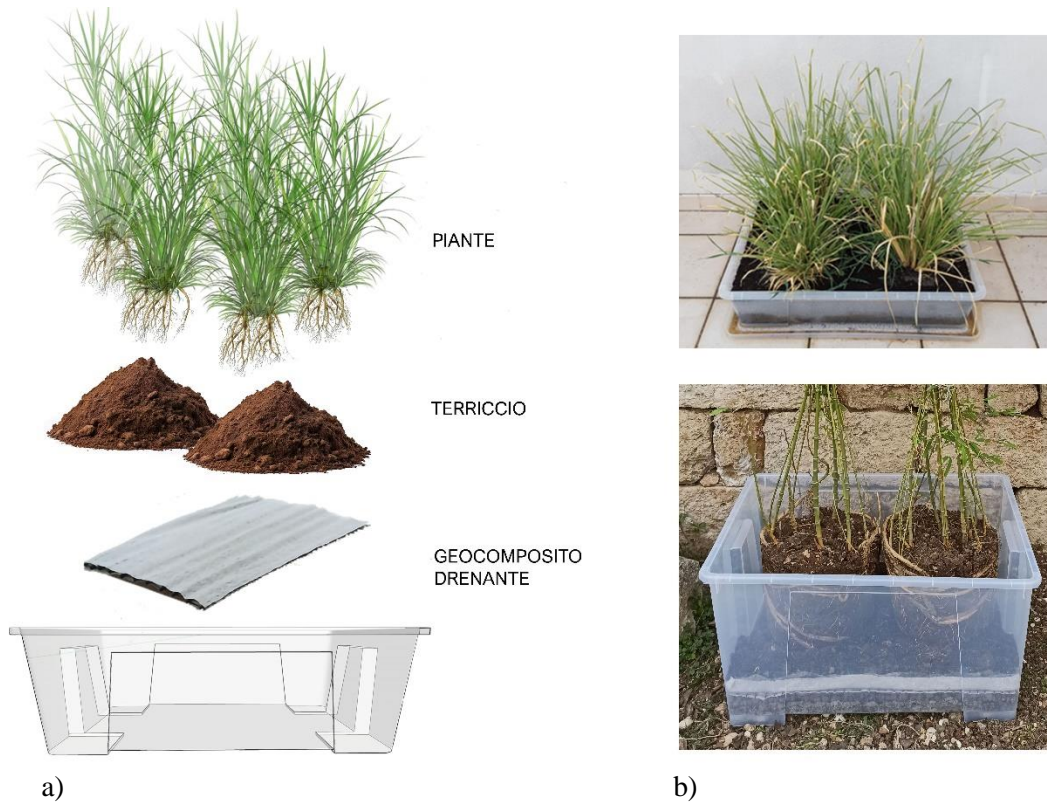


Fig 1. a) Setup del modello fisico; b) Messa a dimora delle piante di Vetiver (in alto) e Bambù (in basso).

Le radici di Vetiver hanno mostrato un comportamento ben più invasivo nei confronti dei provini di geosintetico, rispetto alle radici di Bambù. Come mostrato in figura 2, le radici di Vetiver hanno attraversato l'intero spessore del geocomposito, penetrando entrambi i geotessili e occupando un'ampia porzione dell'anima drenante. Le radici di Bambù hanno mostrato un'interazione visivamente meno significativa con la struttura del geocomposito. Esse si sono ramificate all'interno dello spessore del geotessile superiore, raggiungendo la georete interna e interscandola solo in alcune aree.

I provini interessati da crescita di radici (denominati "radicati") sono stati quindi sottoposti a prove di determinazione della capacità drenante nel piano, sulla base delle indicazioni riportate nella norma EN ISO 12958-1 (2021). La procedura prevede l'esecuzione di prove condotte con opportune apparecchiature idrauliche, atte a misurare la quantità d'acqua passante all'interno del piano di un geosintetico, nell'unità di tempo, sottoposto a diverse condizioni di sollecitazione compressiva perpendicolare (σ), gradienti idraulici caratteristici e superfici di contatto definite.

I dati raccolti sono stati confrontati con i risultati di prove di laboratorio ottenuti testando provini vergini ("di riferimento"), nelle stesse condizioni dei provini radicati, per valutare i cambiamenti indotti dalle radici sulle proprietà idrauliche del GCD.

I provini radicati hanno mostrato una capacità di drenaggio inferiore ai provini di riferimento in quanto le radici hanno intasato la georete e la struttura porosa del geotessile. Un effetto particolarmente marcato è stato osservato nei campioni con radici di Vetiver, caratterizzati da una elevata pervasività delle radici,

per i quali si sono registrate portate di drenaggio inferiori rispetto ai campioni con radici di Bambù. Si è riscontrata una correlazione tra il grado di pervasione delle radici nel provino di geocomposito e la riduzione della capacità drenante nel piano dello stesso.



Fig 2. Crescita delle radici nella struttura del geocomposito: radici di Vetiver a sinistra, radici di Bambù a destra.

La Tabella 1 mostra le portate idrauliche misurate per un provino radicato con Vetiver (H1V) e uno con Bambù (H1B) a diverse pressioni normali e gradiente idraulico unitario, e la loro variazione rispetto ai valori medi relativi agli esemplari vergini.

Codice provino	H1V		H1B	
Pressione Normale (kPa)	Portata idraulica (m ² /s) a gradiente i=1.0	Variazione portata idraulica (%)	Portata idraulica (m ² /s) a gradiente i=1.0	Variazione portata idraulica (%)
20	1.21E-03	-45.8	1.87E-03	-16.6
50	1.08E-03	-48.4	1.58E-03	-24.2
100	1.01E-03	-49.5	1.45E-03	-27.9
200	9.29E-04	-50.0	1.36E-03	-26.7

Tabella 1. Risultati delle prove di determinazione di capacità drenante nel piano riferite ad un provino radicato con radici di Vetiver (H1V), e con radici di Bambù (H1B): portata idraulica drenata a diverse pressioni normali e a gradiente idraulico unitario (i=1.0), e variazione della portata idraulica per ciascun provino radicato, rispetto ai valori medi ottenuti per i provini vergini di riferimento.

3. Modellazione delle caratteristiche idrauliche del GCD

Il comportamento di un sistema terreno-geocomposito, in condizioni inizialmente insature, soggetto a infiltrazione, può essere simulato mediante modellazione numerica. Va sottolineato a riguardo che i geocompositi sono materiali eterogenei, costituiti da varie componenti con proprietà idrauliche differenti. Difatti, il nucleo drenante di un geocomposito presenta una struttura estremamente aperta, progettata per accogliere i fluidi su tutto il suo spessore. I geotessili, d'altra parte, funzionano efficacemente come drenanti in condizioni di saturazione ma ritardando il drenaggio in condizioni

parzialmente sature, agendo come barriere ai liquidi.

La simulazione numerica agli elementi finiti di un GCD è spesso affrontata mediante approcci basati su ipotesi semplificative. Una delle strategie di modellazione adottate considera il geocomposito come "omogeneo equivalente", concetto che semplifica la complessità del materiale eterogeneo, trattandolo come un mezzo con proprietà idrauliche uniformi su tutta la sua estensione. Ito (2011) considera il contorno di un GCD, impiegato come dreno al piede di un argine fluviale, come una superficie attraverso cui l'acqua viene drenata via dalla regione satura del dominio di flusso. Secondo questa condizione al contorno, non si verifica alcun flusso attraverso il contorno del geosintetico fino al raggiungimento della saturazione della zona circostante il GCD. In questa situazione, dunque, si può considerare che il drenaggio avvenga all'interfaccia tra il materiale geosintetico e il terreno.

Un'altra strategia di modellazione nella simulazione numerica consiste nella caratterizzazione idraulica di ciascuna componente del geocomposito (geotessili e georete), distinte anche in termini di proprietà idrauliche e simulate individualmente. Tale approccio, esplorato nello studio di Iryo e Rowe (2005), focalizza l'attenzione sulla rappresentazione e sul comportamento idraulico delle singole componenti. Il geotessile viene caratterizzato tenendo conto anche della permeabilità anisotropa tipica di questi materiali. La georete viene modellata come condizione al contorno lungo l'interfaccia con il geotessile. A causa della sua elevata trasmissività e della sua struttura molto aperta, la georete è modellata considerando nullo il valore di ingresso dell'acqua. L'acqua non entra nella georete dal geotessile finché la pressione interstiziale all'interfaccia tra la georete e il geotessile non diventa atmosferica.

Krisdani et al. (2008), con approccio molto simile, considerando che la capacità di ritenzione di una georete è trascurabile, modellano la georete come un materiale con un valore di ingresso dell'acqua molto basso (0,1 kPa) e una curva di ritenzione molto ripida.

In seguito a quanto discusso, appare evidente che la conoscenza della curva di ritenzione sia cruciale per l'accuratezza della modellazione numerica. Essa rappresenta infatti una delle proprietà fondamentali per la previsione del comportamento dei mezzi parzialmente saturi. Nel caso di un materiale costituito da più componenti accoppiate, e che mantengono caratteristiche idrauliche distinte, come nel caso di un geocomposito drenante, determinare la curva di ritenzione richiede uno studio specifico. La letteratura affronta il problema studiando le proprietà di ritenzione in percorsi di umidificazione ed essiccamento dei soli geotessili separandoli fisicamente dal nucleo drenante e misurandone la curva con tecniche di laboratorio (Nahlawi, 2007; McCartney e Zornberg, 2007; Bouazza et al., 2006; Knight e Kotha, 2001). In sostanza, la struttura composita di un GCD comporta la coesistenza di diversi meccanismi idraulici che governano il comportamento ritentivo. L'obiettivo della ricerca in corso è formulare un modello di curva di ritenzione che consideri il contributo simultaneo dei due geotessili che compongono il geocomposito. Infine, uno scenario altrettanto sfidante riguarda la modellazione del geosintetico che tenga conto della pervasione radicale. Ciò richiede di sviluppare metodi per includere la densità e la distribuzione delle radici all'interno del geocomposito e il loro effetto sulla suzione del sistema terreno-geocomposito dovuto all'evapotraspirazione.

4. Conclusioni

I risultati qui presentati, pur non potendo essere generalizzati a tutti i contesti, in quanto specifici per tipologia di vegetazione e per tipologia di geosintetico, fanno luce su possibili effetti a lungo termine dovuti dall'interazione tra radici e geocompositi drenanti. Emerge la necessità di stimare una distanza "critica" tra GCD e vegetazione di nuovo inserimento, basata sulla vita utile dell'opera e sulla cinetica di accrescimento delle radici di diverse specie vegetali. Ne deriva anche l'opportunità di calibrare un apposito fattore di sicurezza per tenere conto della potenziale interferenza delle radici con la capacità drenante a lungo termine del materiale stesso.

Ringraziamenti

Gli Autori ringraziano l'ing. Piergiorgio Recalcati di Tenax SpA (Viganò (LC)), per il suo fondamentale supporto alla attività sperimentale svolta. Parte dello studio è rientrata nell'ambito del progetto PON "MITIGO" ARS01_00964 (Programma R&I 2014-2020).

Bibliografia

- Amato, A., Bottiglieri, O., Cafaro, F. (2024b). "Impact of drainage geocomposite affected by roots on the infiltration through a compacted soil", Proc. 4th International Conference on Sustainable Development in Civil, Urban and Transportation Engineering, 14-17 ottobre 2024, Wrocław, Polonia.
- Amato, A., Cafaro, F., Cazzuffi, D., Recalcati, P. (2024a). "Influence of roots on the hydro-mechanical performance of a drainage geocomposite". *Geosynthetics International*. 1-15 (Ahead of print).
- Bhattacharjee, D., Viswanadham, B.V.S. (2018). "Effect of Geocomposite Layers on Slope Stability Under Rainfall Condition". *Indian Geotech J*, 48, 316–326.
- Bouazza, A., Zornberg, J. G., McCartney, J. S., Nahlawi, H. (2006). "Significance of unsaturated behaviour of geotextiles in earthen structures". *Australian Geomechanics*, 41(3), 133-142.
- Cazzuffi D., Recalcati P., Tresso G. (2008). "Geosynthetics cover system for the remediation of a dismissed industrial site in Milano", Proc. 4th Asian Regional Conference on Geosynthetics in Civil and Environmental Engineering, Shanghai, China, Zhejiang University Press, 467-472.
- Dias Filho J.L.E., Maia P.C.A., Xavier G.C. (2020). "Durability characterizing of woven geotextiles container system", Proc. 4th Pan American Conference on Geosynthetics, GeoAmericas 2020, Rio De Janeiro, Brazil.
- EN ISO 12958-1 (2021). Geotextiles and geotextile-related products – determination of water flow capacity in their plane – part 1: Index test. European Committee for Standardization, Brussels, Belgium.
- Greenwood J.H., Trubiroha P., Schroder H.F., Frank, P. Hufenus, R. (1996). "Durability standards for geosynthetics: the tests for weathering and biological resistance" Proc. 1st European Geosynthetics Conference, Eurogeo 1, Maastricht, The Netherlands, pp. 637–641.
- Iryo, T., & Rowe, R. K. (2005). Hydraulic behaviour of soil–geocomposite layers in slopes. *Geosynthetics International*, 12(3), 145-155.
- Ito, T. (2011). Tree root encroachment on levee drainage system, Thesis, The University of Mexico.
- Knight, M. A., & Kotha, S. M. (2001). "Measurement of geotextile-water characteristic curves using a controlled outflow capillary pressure cell". *Geosynthetics International*, 8(3), 271-282.
- Krisdani, H., Rahardjo, H., & Leong, E. C. (2008). "Measurement of geotextile-water characteristic curve using capillary rise principle". *Geosynthetics International*, 15(2), 86-94.
- McCartney, J. S., & Zornberg, J. G. (2007). "Hydraulic interaction between geosynthetic drainage layers and unsaturated low plasticity clay". *Geosynthetics in Reinforcement and Hydraulic Applications* (pp. 1-10).
- Nahlawi, H., Bouazza, A., & Kodikara, J. (2007). "Characterisation of geotextiles water retention using a modified capillary pressure cell". *Geotextiles and Geomembranes*, 25(3), 186-193.
- Paranhos, H., Farias, R., Silva, J.M.L., Sales, L.R., Dias, R.A.F., de Sousa Júnior, R.P. (2019). "Evaluation of the Drainage Capacity of a Geocomposite Applied to the Green Roof of the Office of the Attorney General's Office in Brasilia, After 14 Years of Its Application". In: Meguid, M., Guler, E., Giroud, J. (eds). *Advances in Geosynthetics Engineering, Sustainable Civil Infrastructures*, Springer, Cham.
- Paula, A. M., Pinho-Lopes, M., & Lopes, M. D. L. (2008). "Combined effect of damage during installation and long-term mechanical behavior of geosynthetics". Proc. 4th European Geosynthetics Conference. Edinburgh, UK.
- Veylon, G., Stoltz, G., Mériaux, P., Faure, Y. H., & Touze-Foltz, N. (2016). "Performance of geotextile filters after 18 years' service in drainage trenches". *Geotextiles and Geomembranes*, 44(4), 515-533.



L'EFFICACIA DI UN RIVESTIMENTO DEFORMABILE CON STATO DI SFORZO GEOSTATICO ANISOTROPO

Lorenzo Batocchioni

“La Sapienza” Università di Roma

lorenzo.batocchioni@uniroma1.it

Salvatore Miliziano

“La Sapienza” Università di Roma

salvatore.miliziano@uniroma1.it

Valeria Rodríguez González

“La Sapienza” Università di Roma

valeriaglz18@gmail.com

Sommario

Quando gallerie profonde sono scavate in terreni di scarse caratteristiche meccaniche, possono accadere *squeezing conditions*. In questi casi la soluzione più vantaggiosa è spesso di progettare il rivestimento preliminare seguendo il *yielding principle*. All'interno del rivestimento vengono quindi inseriti speciali elementi deformabili per accomodare deformazioni circonferenziali e diminuendo così il carico sul rivestimento. La presenza di queste deformazioni puntuali, però, cambia totalmente l'interazione terreno-struttura e rende necessario l'uso di analisi numeriche. Particolarmente rilevante è il caso di rivestimento deformabile sotto stato di sforzo geostatico anisotropo: il paper riporta e discute l'effetto dell'anisotropia tensionale su forza assiale e momento flettente nel rivestimento per tre livelli di profondità. Anche a confronto con risultati del rivestimento rigido. L'obiettivo del contributo è quindi di valutare l'efficacia di un rivestimento deformabile in una galleria soggetta a stato di sforzo anisotropo.

1. Introduzione

Nella società contemporanea vi è sempre una maggiore necessità di collegamenti veloci tra grandi città, per questo motivo solamente in Italia le tre principali gallerie in costruzione (COClV, TELT e BBT) costano allo stato più di 15 mld€. Gallerie profonde spesso affrontano scenari geotecnici estremi, dove gli elevati stati tensionali uniti alle scarse caratteristiche meccaniche dei terreni, portano a *squeezing conditions*. In questi casi tendenzialmente la soluzione progettuale più efficace è seguire il *yielding principle* (YP)(Kovári, 1998): il rivestimento deve essere abbastanza flessibile da acconsentire deformazioni senza perdere la capacità portante. All'equilibrio, quindi, convergenze maggiori sono collegate a carichi minori sul rivestimento. In questo modo si può tenere sotto controllo forza assiale (N) sul rivestimento evitando rotture per carico di punta, *buckling* (Figura 1), con perdita totale della capacità portante del prerivestimento.

Le deformazioni possono essere circonferenziali o radiali, in questo paper ci si concentrerà sulle prime in quanto più usate nello scavo in tradizionale. Ci sono varie soluzioni tecnologiche per ottenere ciò, inserendo cioè elementi deformabili (ED) all'interno del rivestimento rigido (Wu et al., 2021; Moritz, 2011). In opposizione allo *yielding principle* vi è il *resistance principle* (Dalgıç, 2002), dove il rivestimento è progettato per resistere al carico proveniente dal terreno, di qualsiasi entità esso sia.

Approcci semplificati al problema permettono di risolvere analiticamente l'interazione terreno-struttura in condizioni assialsimmetriche 2D, modificando la curva caratteristica del rivestimento nel *Metodo*

Convergenza-confinamento (CCM) (Panet, 1995; Rodriguez & Díaz-Aguado, 2013). Per andare più in profondità diventano necessarie analisi numeriche e possono essere individuati differenti progetti di ricerca chiave: 2D (Barla et al., 2011; Tian et al., 2018), 3D (Radončić, 2011; Yang et al., 2023), “3D” assialsimmetrico (Cantieni & Anagnostou, 2009a, 2009b; Ramoni & Anagnostou, 2010). Cantieni & Anagnostou hanno realizzato il modello più completo, che però, per la sua natura assialsimmetrica, non è in grado di valutare fenomeni che avvengono all’interno di una sezione piana trasversale alla galleria, in particolare gli effetti di: interfaccia terreno-struttura (Tian et. Al, 2016; Batocchioni et al., 2024a), galleria non circolare e stato di sforzo geostatico anisotropo. Questo lavoro si pone come obiettivo di studiare a fondo quest’ultimo fenomeno. In particolare l’effetto che l’anisotropia ha su la forza assiale e il momento flettente nel rivestimento, valutando l’efficacia di un rivestimento deformabile in una galleria soggetta a stato di sforzo geostatico anisotropo. Per il paper sono stati selezionati tre livelli di profondità e sono stati usati come riferimento i risultati di un rivestimento rigido (strutturalmente uguale, ma senza *ED* all’interno).

Lo studio ha mostrato che il rivestimento deformabile si comporta bene riuscendo a compensare l’anisotropia dei carichi provenienti dal terreno, soprattutto finché gli *ED* non raggiungono la deformazione massima.



Fig 1. Rottura della centina per carico di punta (buckling) nel cantiere del COCIV (visita tecnica 2022)

2. Metodologia

I principali parametri del modello, rappresentante la sezione trasversale verticale di una galleria, sono quelli riportati in Tabella 1. In particolare il terreno è elasto-plastico ideale con le seguenti caratteristiche meccaniche: $E = 1e6 \text{ kPa}$, $\nu = 0.3$, $\varphi = 30^\circ$ e $c = 100 \text{ kPa}$. La galleria è circolare di raggio 5m (a) con un rivestimento deformabile composto da centine HEB240 e 8 *ED* con $\varepsilon_{max} = 15\text{cm}$ e una forza normale di snervamento pari a $f_y = 1458 \text{ kN}$ (metà del valore della centina). Il *CCM* è stato utilizzato per selezionare le tre profondità relative a stati tensionali medi in sito di $S = 3000, 6750, 8000 \text{ kPa}$ ($z = 111, 250, 300 \text{ m}$), che comportano una severità dello stato di sforzo relativa a *squeezing conditions* ($f/s \leq 0.1$ e convergenze a cavo libero dell’ordine del metro). Si ottengono quindi i rispettivi tre equilibri in Figura 2. Da notare come con rivestimento rigido solamente la profondità minore, $z = 111\text{m}$, sarebbe stata accettabile. Le tre diverse profondità della galleria sono tali da mostrare il comportamento del rivestimento deformabile con: 1) gli *ED* ancora in campo elastico, 2) gli *ED* in campo plastico, ma non totalmente “chiusi” e 3) gli *ED* che hanno raggiunto la deformazione massima (ε_{max}). In questo ultimo caso il rivestimento torna ad esser rigido, ma con carichi del terreno di minore entità rispetto ad un rivestimento progettato con il *resistance principle*. Da notare come in quest’ultimo caso le condizioni piane sottostimino le condizioni di equilibrio (Cantieni & Anagnostou, 2009b).

Tabella 1. Parametri del modello

	Terreno	Centine	Elementi deformabili	Interfaccia
Angolo d'attrito, φ (°)	30			20
Coesione, c (kPa)	100			0
Rigidezza normale e di taglio, k_n e k_s (MPa)				47e3
Stato tensionale medio in sito, S (MPa)	6.75			
Coefficiente di spinta a riposo, k_0 (-)	0.5, 1.0			
Modulo di Young, E (MPa)	1000	21e4	177	
Forza di snervamento assiale, f_y (kN)		2915	1458	
Momento di snervamento, M_y (kNm)		-	0	

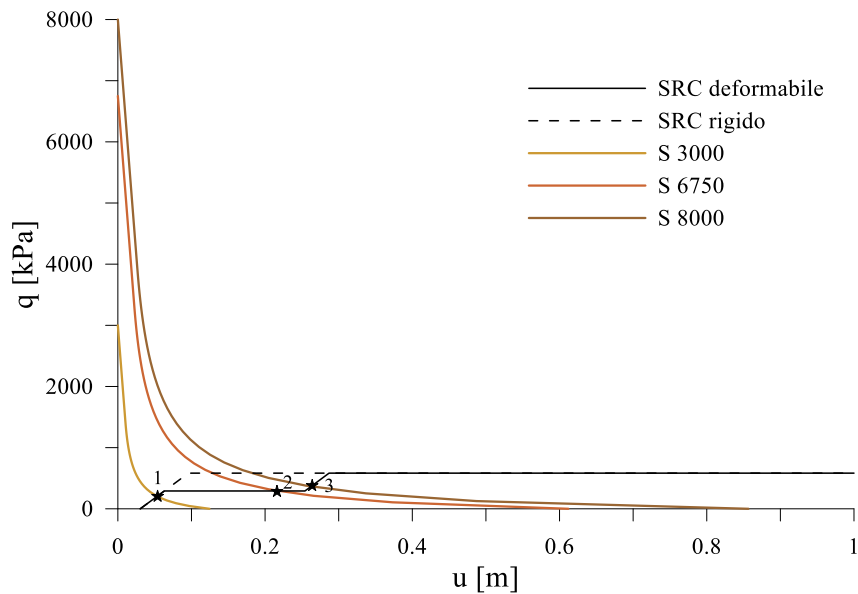


Fig 2. Metodo Convergenza-confinamento: SRC (curva caratteristica del supporto) rigido e deformabile ; GRC (curva caratteristica del cavo) nei tre casi di stato di sforzo basso, medio e alto.

Per simulare realmente l'effetto di uno stato di sforzo anisotropo, nonché considerare fenomeni non assialsimmetrici come il momento flettente (M) e lo scorrimento relativo all'interfaccia, si è dovuto passare alla modellazione numerica. In Figura 3 è rappresentato un quarto di una sezione verticale di galleria, le analisi sono state realizzate in condizioni piane con il codice FDM FLAC 2D (Itasca, 2011). Lo scavo della galleria è stato simulato con il *relaxation method*. Il comportamento reologico è stato trascurato. Il rivestimento è stato installato al 70% del rialssamento e modellato con elementi *beam* elasto-plastici ideali. La differenza tra i *beam* che rappresentano gli *ED* e le centine HEB è un Modulo di Young (E) di 3 ordini di grandezza inferiore, un forza normale di snervamento pari alla metà del relativo valore della centina e un momento di snervamento nullo (non presente per le centine). Infine una speciale routine in FISH è stata scritta per rendere l'elemento che rappresenta l'*ED* estremamente rigido non appena raggiunge la ε_{max} . Il rivestimento è connesso al terreno attraverso un'interfaccia caratterizzata da resistenza a compressione infinita (elastica) e da un comportamento a taglio elasto-plastico ideale alla Mohr (Tian et al. 2016). In particolare il criterio di resistenza è ipotizzato puramente attritivo con $\varphi = 20^\circ$.

Infine l'accuratezza delle analisi numeriche è garantita da densità e dimensione della mesh relativamente alte e da criteri di convergenza stringenti ($s_{ratio} = 10^{-5}$). Ulteriori verifiche sono state realizzate controllando che le variabili più importanti raggiungessero condizioni stazionarie con l'avanzamento degli step di calcolo. Inoltre i valori medi di convergenza (u) e forza assiale (N) delle analisi numeriche devono esser coerenti con quanto ottenuto dal *CCM* ($N = q \times a$).

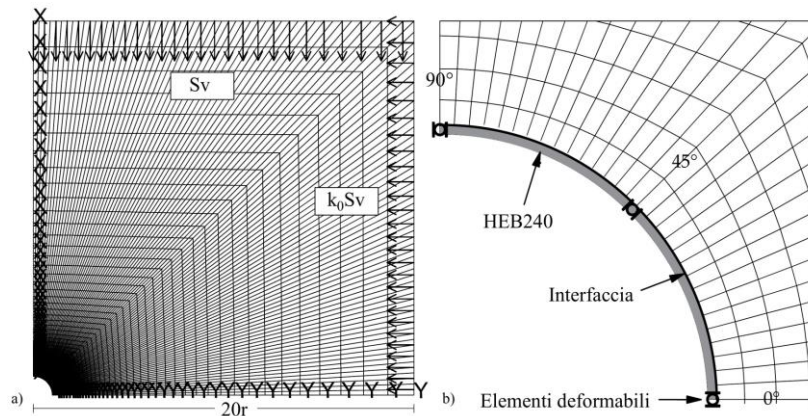


Fig 3. a) Mesh numerica su FLAC 2D ; b) zoom sulla galleria

3. Risultati

L'inserimento degli *ED* nel rivestimento preliminare di gallerie in *squeezing conditions* riduce i carichi agenti sugli elementi strutturali. In casi particolarmente estremi seguire il *YP* può essere l'unica soluzione efficace per gestire la severità dello stato di sforzo. È ormai noto in letteratura come l'inserimento degli *ED*, permettendo maggiori *u*, diminuisce la *N* nel rivestimento a costo di un *M* non trascurabile (Barla et al., 2011; Tian et al., 2016, 2018; Batocchioni et al., 2023). Questo lavoro poi si concentra sull'effetto di uno stato di sforzo geostatico anisotropo sui carichi (*N* e *M*) del rivestimento.

- Per la profondità minore ($S = 3000 \text{ kPa}$, Figura 4a): in linea con il *CCM*, gli *ED* ancora in campo elastico. In questa condizione il *YP* riesce a compensare perfettamente l'anisotropia per quanto riguarda la *N*, con il rivestimento che riesce a deformarsi in modo differenziale lungo la galleria, con importanti e visibili vantaggi rispetto alla curva rigida (nera, centina snervata per *buclking*). Nonostante gli *ED* non abbiano ancora plasticizzato, questi possono comunque accomodare maggiori deformazioni grazie ad un *E* di molto minore rispetto a quello delle centine. Questo è provato dai grafici in Figura 4b dove per lo stesso *S* è stato assegnato stesso *E* sia ai *beam* degli *ED* che delle centine (in questo caso l'unica differenza tra i due elementi è la soglia di snervamento). Qui si vede come l'anisotropia nell'*N* non viene compensata e i valori ne risultano quindi generalmente maggiori. In questa condizioni la *N*, a fine rilassamento, arriva a livelli dell'andamento ideale tratteggiato. Quest'ultimo corrisponde ai valori di *N* con gli *ED* plasticizzati ma non totalmente chiusi e interfaccia attritiva (Batocchioni et al., 2023).

Discorso diverso invece per il *M*, dove anzi, soprattutto per *E* diversi tra *ED* e centine, il valore mediamente cresce rispetto al rivestimento rigido.

- Per la profondità media ($S = 6750 \text{ kPa}$, Figura 4c): in linea con il *CCM*, gli *ED* sono in campo plastico. È necessario però notare come il punto di equilibrio ottenuto in Figura 2 con stato di sforzo isotropo mediato è molto al limite tra la parte plastica orizzontale della *SRC* e la successiva parte rigida. Con l'analisi numerica infatti si ottiene che gli *ED* a 45° e 90° sono chiusi, mentre quello a 0° rimane in campo plastico (Batocchioni et al., 2024c). In questa condizione il *YP* riesce a compensare parzialmente l'anisotropia, riuscendo comunque a diminuire il valore della *N* rispetto al rivestimento rigido. Ancora una volta, invece, il *M* risulta complessivamente maggiore rispetto ai valori ottenuti con rivestimento rigido (Batocchioni et al., 2024b).
- Per la profondità massima ($S = 8000 \text{ kPa}$, Figura 4d): in linea con il *CCM*, gli *ED* hanno tutti raggiunto la ϵ_{max} . A questo punto, concentrandosi sulla *N*, la condizione risulta critica anche con il *YP*, anche se migliore del rivestimento rigido. In questo caso quindi sarebbe opportuno pensare di inserire un numero maggiore di *ED* o *ED* con una ϵ_{max} maggiore, in modo tale da

allungare il tratto a comportamento plastico del rivestimento (tratto orizzontale della *SRC*). Per quanto riguarda il *M* possono essere tratte considerazioni analoghe ai casi precedenti.

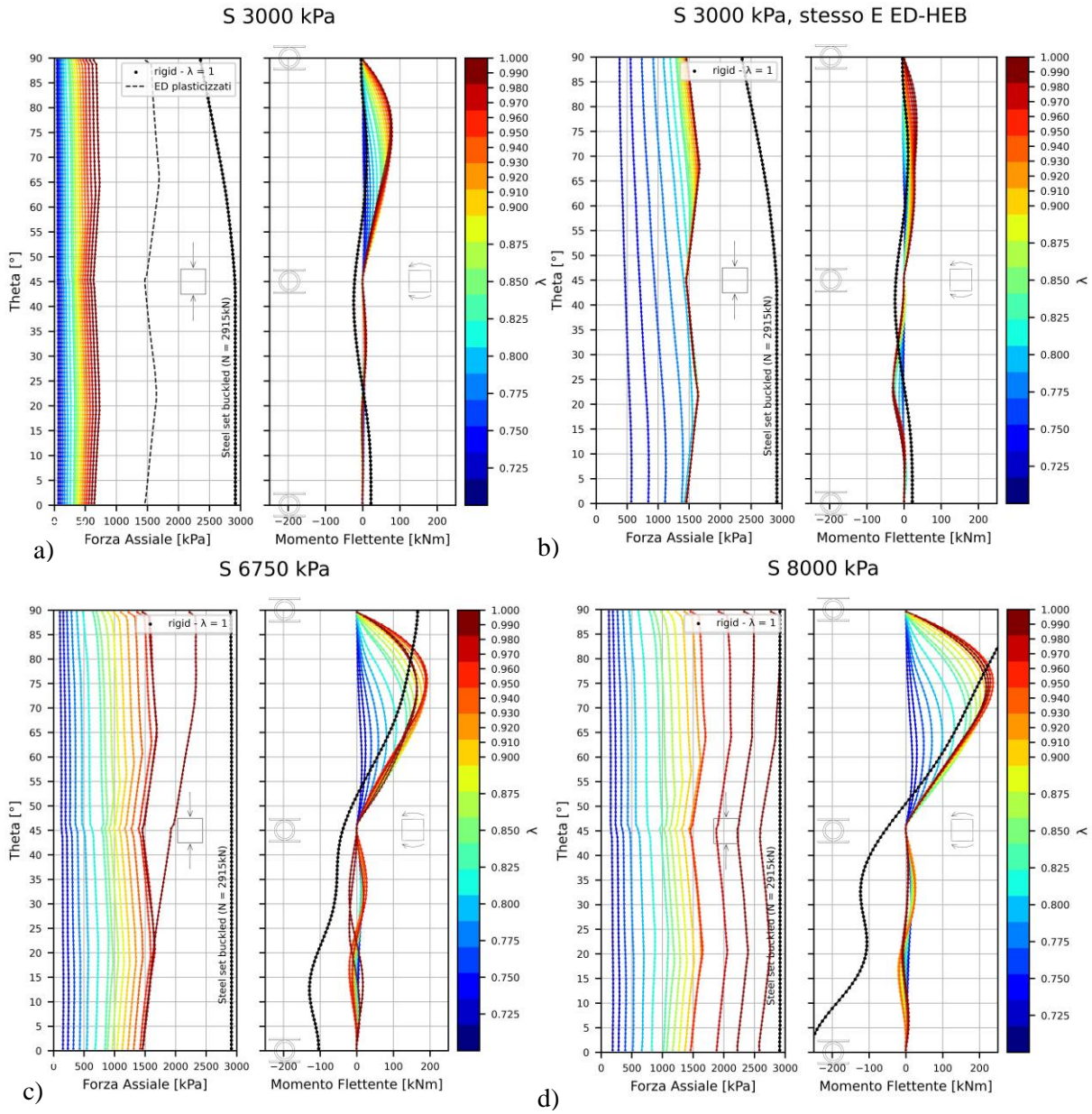


Fig 4. *N* e *M* per 4 diversi scenari al variare del rilassamento (barra colorata): a) *S*=3000 kPa; b) *S*=3000 kPa e stesso *E* per HEB e ED; c) *S*=6750 kPa e d) *S*=8000 kPa. In nero i valori di *N* e *M* per il rivestimento rigido

Conclusioni

Dalle analisi realizzate si può concludere che il *yielding principle* riesce a compensare in modo efficace l'effetto dell'anisotropia sulla forza assiale nel rivestimento preliminare, soprattutto quando gli elementi deformabili non raggiungono la deformazione massima. Stessa cosa non può esser detta per quanto riguarda il momento flettente, dove il rivestimento deformabile non riesce a minimizzare gli effetti dell'anisotropia. Generalmente si passa quindi dal rischio di rottura della centina per superamento della forza assiale massima, *buckling*, con conseguente perdita totale della capacità portante, alla possibile formazione di cerniere plastiche (superamento del momento di snervamento per carichi non di punta), di gravità nettamente inferiore.

Bibliografia

- Barla, G., Bonini, M., & Semeraro, M. (2011). Analysis of the behaviour of a yield-control support system in squeezing rock. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 26(1), 146-154.
- Batocchioni, L., Rodriguez, V.G., & Miliziano, S. (2023). Soil-structure interaction of preliminary deformable lining for conventional tunnel in squeezing conditions using HiDSte elements. In *Proceedings of the 15th International ISRM Congress 2023*.
- Batocchioni, L., Rodriguez, V. G., & Miliziano, S. (2024a). The effect of a frictional interface in a preliminary yielding support for a deep tunnel. In *Tunnelling for a Better Life* (pp. 926-931). WTC 2024. Taylor & Francis Group.
- Batocchioni, L., Rodriguez, V. G., & Miliziano, S. (2024b). The effect of an anisotropic in-situ stress on the bending moment in a yielding lining. In *Proceedings of the 2024 ISRM European Rock Mechanics Symposium (EUROCK), Alicante, Spain*.
- Batocchioni, L., Rodriguez, V. G., & Miliziano, S. (2024c). The effect of the anisotropic state of stress on the normal force in a deep tunnel preliminary deformable lining. In *Proceedings of the XVIII ECSMGE 2024 (ECSMGE), Lisbon, Portugal*. CRC Press, Balkema.
- Cantieni, L., & Anagnostou, G. (2009a). The effect of the stress path on squeezing behavior in tunneling. *Rock mechanics and rock engineering*, 42, 289-318.
- Cantieni, L., & Anagnostou, G. (2009b). The interaction between yielding supports and squeezing ground. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 24(3), 309-322.
- Dalgıç, S. (2002). Tunneling in squeezing rock, the Bolu tunnel, Anatolian Motorway, Turkey. *Engineering Geology*, 67(1-2), 73-96.
- Moritz B. (2011). Yielding elements-requirements, overview and comparison. *Geomechanics and Tunnelling*, 4:221-236.
- Kovári, K. (1998). Tunneling in squeezing rock. *Tunnel* 5/98.
- Panet, M. (1995). Calcul des Tunnels par la Methode de Convergence-Confinement. Paris: *Press de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées*.
- Radončić N. (2011). Tunnel design and prediction of system behaviour in weak ground. *PhD Thesis*, TU Graz, Aus.
- Ramoni, M., & Anagnostou, G. (2011). The interaction between shield, ground and tunnel support in TBM tunnelling through squeezing ground. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 44, 37-61.
- Rodríguez, R., & Díaz-Aguado, M. B. (2013). Deduction and use of an analytical expression for the characteristic curve of a support based on yielding steel ribs. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 33, 159-170
- Tian H., Chen W.Z., Yang D.S., Wu G.J., Tan X. J. (2016). Numerical analysis on the interaction of shotcrete liner with rock for yielding supports. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 54: 20-28.
- Tian, H. M., Chen, W. Z., Tan, X. J., Yang, D. S., Wu, G. J., & Yu, J. X. (2018). Numerical investigation of the influence of the yield stress of the yielding element on the behaviour of the shotcrete liner for yielding support. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 73, 179-186.
- Wu K., Shao Z., Qin S., Wei W., Chu, Z (2021). A critical review on the performance of yielding supports in squeezing tunnels. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 115, 103815.
- Yang, K., Yan, Q., Shi, Z., Zhang, C., & Ma, S. (2023). Numerical study on the mechanical behavior of shotcrete lining with yielding support in large deformation tunnel. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 56(2), 1563-1584.



IL RUOLO DEL LEGAME COSTITUTIVO NELLA MODELLAZIONE DI UNA GALLERIA SOGGETTA A SISMA

Giada Caldarini

Sapienza Università di Roma
giada.caldarini@uniroma1.it

Fabio Rollo

Sapienza Università di Roma
fabio.rollo@uniroma1.it

Angelo Amorosi

Sapienza Università di Roma
angelo.amorosi@uniroma1.it

Daniela Boldini

Sapienza Università di Roma
daniela.boldini@uniroma1.it

Sommario

In questo lavoro viene indagata l'influenza dei diversi legami costitutivi del terreno nel caso di sezione trasversale di una galleria circolare in un terreno sabbioso saturo soggetta a sisma. In particolare, vengono svolte analisi numeriche agli elementi finiti utilizzando tre diversi modelli costitutivi di complessità crescente: il legame *visco-elastico*, i cui parametri sono calibrati precedentemente con di un'analisi visco-elastica lineare equivalente, il legame *Hardening soil with small strain stiffness* ed infine il modello avanzato SANISAND, adottato come comportamento di riferimento. L'input sismico è stato scalato a tre diversi valori di PGA al fine di mettere in luce i limiti nell'utilizzo di ipotesi costitutive più semplici in relazione all'intensità sismica considerata.

1. Introduzione

Le gallerie svolgono nella società odierna un ruolo chiave giacché offrono un rapido collegamento tra diverse zone del territorio urbano ed extraurbano, permettendo di superare vincoli orografici e paesaggistici. Anche se in passato si riteneva che le strutture interrato fossero meno vulnerabili all'azione sismica, la letteratura ci fornisce diversi casi di gallerie che hanno subito ingenti danni a seguito di un terremoto (e.g. Wang et al., 2001; Yashiro et al., 2007; Callisto e Ricci, 2019).

Negli ultimi 20 anni si è quindi iniziato a tener in conto le azioni sismiche anche per il progetto di opere in sotterraneo, utilizzando approcci di diversa complessità. Studi effettuati hanno dimostrato come il legame costitutivo del terreno, dal tradizionale visco-elastico al più realistico visco-elasto-plastico, abbia una notevole influenza sul regime delle sollecitazioni calcolate durante il sisma e dopo di esso (Amorosi e Boldini, 2009). Nel caso di terreni sabbiosi saturi è stato inoltre evidenziato come la presenza della galleria nel modello numerico possa favorire lo sviluppo, seppur localizzato, del fenomeno della liquefazione, anche quando assente in condizioni *free field* (Shen et al., 2024). Si evince quindi l'importanza sia di utilizzare un modello numerico accoppiato che di impiegare modelli costitutivi più

avanzati per poter studiare in maniera realistica l'interazione sismica terreno-galleria, soprattutto nel caso di azioni sismiche intense.

Viene qui analizzato il caso di una galleria circolare scavata in un deposito di sabbia satura sovrastante un affioramento roccioso. Il comportamento del terreno è stato modellato utilizzando tre diversi legami costitutivi, di complessità crescente e l'azione sismica è stata scalata a tre diversi valori di PGA. Le analisi numeriche sono state eseguite anche in assenza di galleria al fine di meglio comprendere gli effetti dei diversi legami costitutivi adottati sulla risposta sismica del deposito e, in tale contesto, il ruolo esercitato dalla presenza della galleria stessa.

2. Caso di studio

Le principali caratteristiche del caso di studio preso a riferimento sono illustrate in Fig. 1. La sequenza stratigrafica considerata prevede, a partire dal piano di campagna, 2 m di materiale di riporto, 26 m di sabbia di Toyura e 1 m di materiale roccioso. La superficie piezometrica si trova al contatto tra il materiale di riporto e le sabbie e le condizioni idrauliche sono assunte idrostatiche.

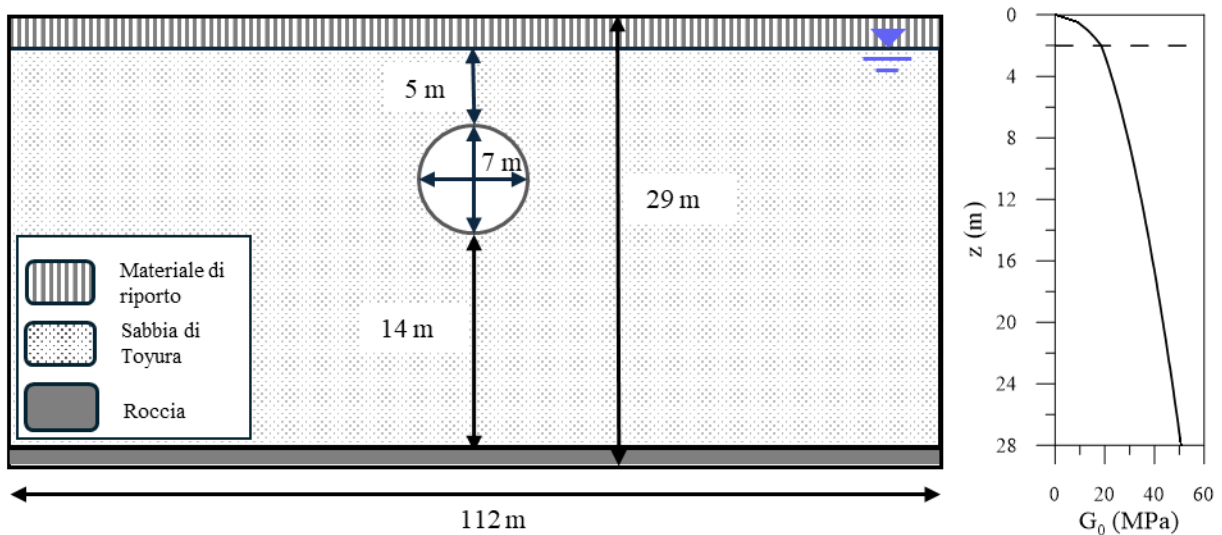


Fig. 1 Caratteristiche del caso di studio e andamento del modulo di taglio a piccole deformazioni.

Il modulo di taglio a piccole deformazioni è stato ipotizzato variare con la profondità secondo la legge, proposta da Dafalias e Manzari (2004):

$$G_0 = G_r p_{at} \frac{(2.97 - e)^2}{1 + e} \left(\frac{p'}{p_{at}} \right)^{0.5} \quad (1)$$

in cui G_r è una costante di valore pari a 125, l'indice dei vuoti e (costante lungo tutto il deposito) è pari a 0.735, p' è la pressione efficace media, calcolata assumendo un coefficiente di spinta in quiete K_0 di 0.483, e p_{at} è assunta uguale 101 kPa. La galleria circolare ha un diametro di 7 m e spessore del rivestimento pari a 35 cm. La classe di calcestruzzo utilizzata nei calcoli è C35/45, con un coefficiente di smorzamento pari al 5% e frequenze di target per i parametri di Rayleigh pari a quelle del terreno circostante. L'input sismico usato nelle analisi numeriche è quello di Arcelik, registrato in Turchia durante il terremoto del 1999 e caratterizzato da una durata pari a 30 s e picco massimo pari a 0.2437 g (Fig. 2). Nelle analisi condotte il valore di picco è stato scalato a valori di PGA (Peak Ground Acceleration) pari a 0.05 g, 0.01 g e 0.25 g. L'input sismico è stato applicato alla base del modello, assunta come rigida, e sono state assunte condizioni non drenate. La fase di consolidazione post-sisma non è stata simulata.

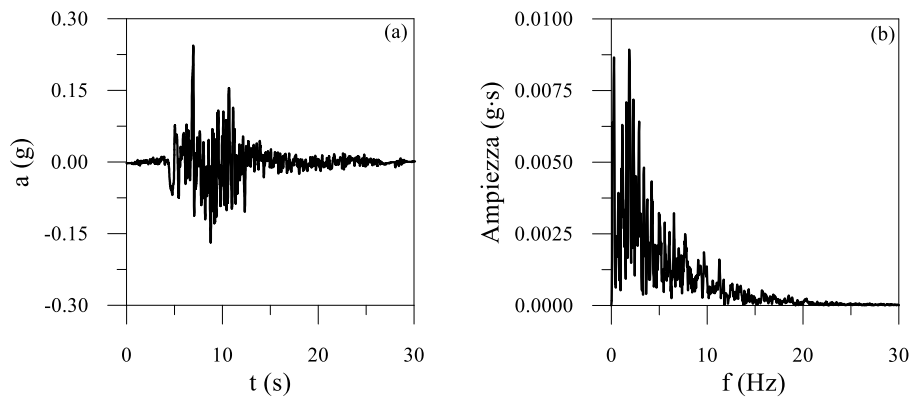


Fig. 2 Andamento dell'accelerazione nel tempo (a) e spettro di Fourier (b) dell'input sismico di Arcelik.

3. Legami costitutivi

Nelle analisi numeriche, eseguite con il codice di calcolo Plaxis 2d v21, sono stati considerati per la sabbia di Toyura tre legami costitutivi: il legame visco-elastico, il modello Hardening Soil with small strain stiffness e il legame SANISAND. La risposta del terreno ottenuta da questo ultimo legame è considerata più realistica rispetto a quelle ricavate dai legami costitutivi più semplificati ed è, quindi, stata presa a riferimento nell'analisi dei risultati. Per i restanti materiali è stato invece assunto sempre un modello visco-elastico lineare con modulo di Young pari a 34.7 MPa per il materiale di riporto e 5346 MPa per l'affioramento roccioso, assumendo per il loro coefficiente di smorzamento il medesimo valore pari a 3%.

3.1 Modello visco- elastico

Il modello visco-elastico (indicato di seguito sotto l'acronimo VE), il più semplice tra i tre legami costitutivi qui considerati, necessita di una preventiva analisi visco-elastica lineare equivalente (VE-LE) che fornisce i profili con la profondità di riferimento del modulo di taglio operativo G e del coefficiente di smorzamento D . I parametri dello smorzamento viscoso alla Rayleigh, α_R e β_R , sono stati ottenuti a partire dalle frequenze di target, f_m e f_n , calibrate secondo la procedura messa a punto da Amorosi et al. (2010). Nelle analisi VE-LE sono state impiegate per la sabbia di Toyura curve di decadimento ricavate dalla simulazione di una prova isocora di taglio semplice realizzata con il modello SANISAND, dove lo stato tensionale iniziale corrisponde a quello di un elemento di terreno posto a 14 m di profondità nel deposito e i parametri di rigidità e smorzamento per ogni livello di deformazione sono stimati in corrispondenza del primo ciclo di isteresi. Il modello numerico dell'analisi VE è stato diviso in strati di 1 m di spessore ciascuno e a ciascuno di essi è stato applicato il valore costante di G e D ottenuto dall'analisi VE-LE.

3.2 Modello Hardening Soil with small strain stiffness

Il modello Hardening Soil with small strain stiffness (HSsmall) è un legame paraelastico derivato dall'estensione del modello Hardening Soil (Benz, 2009). I parametri del modello sono stati calibrati cercando di avere il migliore accordo con l'andamento di G_0 con la profondità relativo all'equazione (1) e con le curve di decadimento ottenute dalle simulazioni numeriche della prova di taglio semplice con modello SANISAND. I parametri utilizzati nel modello HSsmall sono: $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$; $e = 0.735$; $E_{50}^{\text{ref}} = 9308 \text{ kPa}$, $E_{\text{ur}}^{\text{ref}} = 27924 \text{ kPa}$; $c' = 0.01 \text{ kPa}$; $\phi' = 31.1^\circ$; $\psi = 17.29^\circ$; $G_0^{\text{ref}} = 42130 \text{ kPa}$; $\gamma_{0.7} = 0.00035$; $m = 0.5$; $\nu = 0.326$; $K_0 = 0.483$. E' stato inoltre considerato uno smorzamento viscoso costante D_0 pari all'1%, mentre le frequenze di target dei coefficienti di Rayleigh sono le stesse usate nel modello VE.

3.2 Modello SANISAND

Il legame costitutivo prevede quattro superfici nello spazio delle tensioni, rappresentate da coni con vertice nell'origine: la superficie di snervamento, la superficie di stato critico, la superficie limite (*bounding surface*) e quella di dilatanza, che segna il passaggio da comportamento contraente a dilatante. Le ultime due sono funzione del parametro di stato Ψ proposto da Been e Jefferies (1985). Le tre superfici, critica, di dilatanza e *bounding*, sono concentriche, omotetiche e dipendono dall'angolo di Lode; esse degenerano in quella critica una volta raggiunta la condizione $\Psi = 0$. Il dominio elastico è delimitato nello spazio delle tensioni da una superficie di snervamento conica a sezione circolare, il cui centro è individuato da un tensore di *back-stress*. La superficie di snervamento è caratterizzata da una legge di flusso non associata e prevede un incrudimento di tipo cinematico, regolato dalla differenza tra l'immagine del tensore di *back stress* sulla superficie limite e la posizione corrente del centro della superficie di plasticizzazione, ed un incrudimento di tipo isotropo, dipendente dalla variazione delle deformazioni volumetriche plastiche. Come per il legame HSsmall, anche in questo caso è stato assunto un valore di D_0 pari all'1% con le stesse frequenze di target impiegate nei modelli VE e SANISAND.

4. Analisi in condizioni di campo libero

Le analisi in campo libero mostrano un buon accordo tra i risultati ottenuti con i diversi legami costitutivi e quelli provenienti dalla analisi VE-LE per valori di PGA pari a 0.05g (Figura 3a). Al crescere del valore della PGA (Figure 3b e 3c), si nota come la risposta tensio-deformativa sia marcatamente diversa tra i diversi legami costitutivi. In particolare, è evidente il fenomeno della degradazione ciclica per i legami HSsmall e SANISAND, mentre le analisi VE e VE-LE sono caratterizzate da cicli di ampiezza diversa ma rigidità costante. Le sovrappressioni interstiziali che si sviluppano adottando il legame SANISAND risultano sempre maggiori rispetto a quelle ottenute impiegando il modello HSsmall (Figura 3d) e questa differenza diviene sempre più accentuata al crescere del valore di PGA. Nel legame VE le sovrappressioni interstiziali sono praticamente nulle per tutti i valori di PGA considerati.

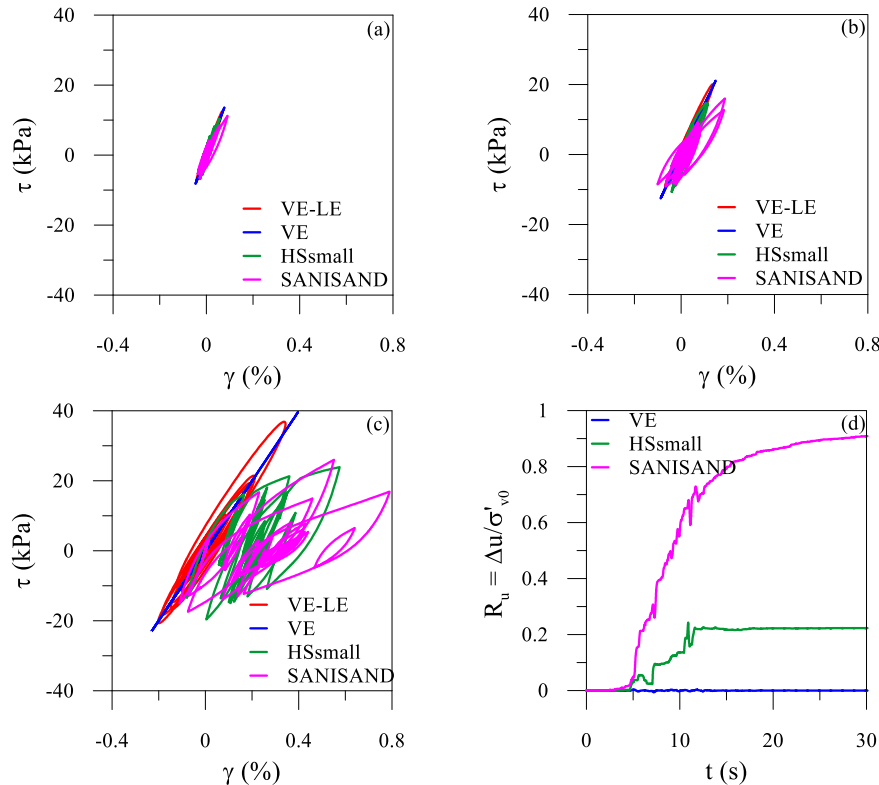


Fig. 3 Andamento di $\tau - \gamma$ relative a $z=6.5m$ per $PGA=0.05g$ (a), $PGA=0.1g$ (b), $PGA=0.25g$. Andamento di $R_u = \Delta u / \sigma'_{v0}$ con il tempo per $PGA = 0.25g$ (d).

5. Analisi di interazione terreno-struttura

Come atteso, per gli eventi sismici di intensità elevata i risultati delle analisi dinamiche eseguite si sono dimostrati molto sensibili alla ipotesi costitutiva adottata. Le Fig. 4 (a) e (b) mostrano il reticolo di calcolo deformato a fine sisma nel caso di $PGA = 0.25\text{ g}$, rispettivamente per l'analisi VE e SANISAND. Mentre nel primo caso la galleria subisce un'ovalizzazione e si producono dei cedimenti modesti al piano campagna, nell'analisi con SANISAND, la galleria viene spinta verso l'alto per effetto del fenomeno di liquefazione che si manifesta nel terreno intorno ad essa, con conseguente sollevamento del piano campagna. Questo comportamento, che non si riscontra nell'analisi di campo libero, sottolinea i limiti di un approccio al problema di tipo disaccoppiato, ovvero in cui si valuta prima la risposta inerziale del terreno alla quota della galleria per poi determinare in maniera appunto disaccoppiata le sollecitazioni indotte nel rivestimento (i.e. Wang, 1993). Gli involuপি massimo e minimo della forza normale nel rivestimento rappresentati in Fig. 5 (b) e (c) mostrano come i valori maggiori della sollecitazione si ottengano impiegando il legame SANISAND e siano correlabili ad una riduzione di rigidità del terreno nonché ad uno sviluppo significativo delle pressioni interstiziali per effetto del marcato accoppiamento volumetrico-deviatorico. Tuttavia, anche la simulazione effettuata utilizzando il legame HSsmall porta a risultati confrontabili. Le Fig. 6 (b) e (c), che illustrano gli involuপি massimo e minimo del momento evidenziano invece la scarsa influenza del legame costitutivo in questo caso.

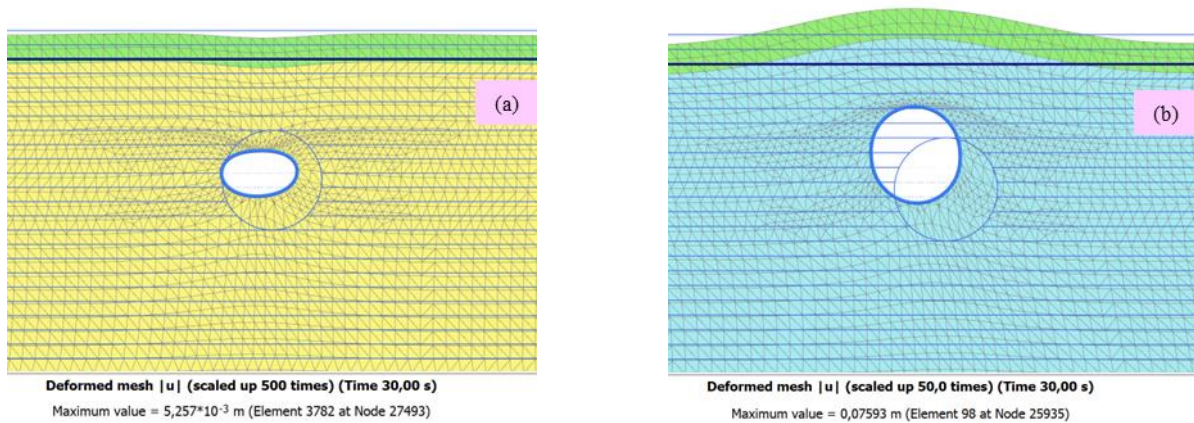


Fig. 4 Deformata del reticolo di calcolo nel caso di legame VE (a) e nel caso di legame SANISAND (b) al termine del sisma (30 secondi).

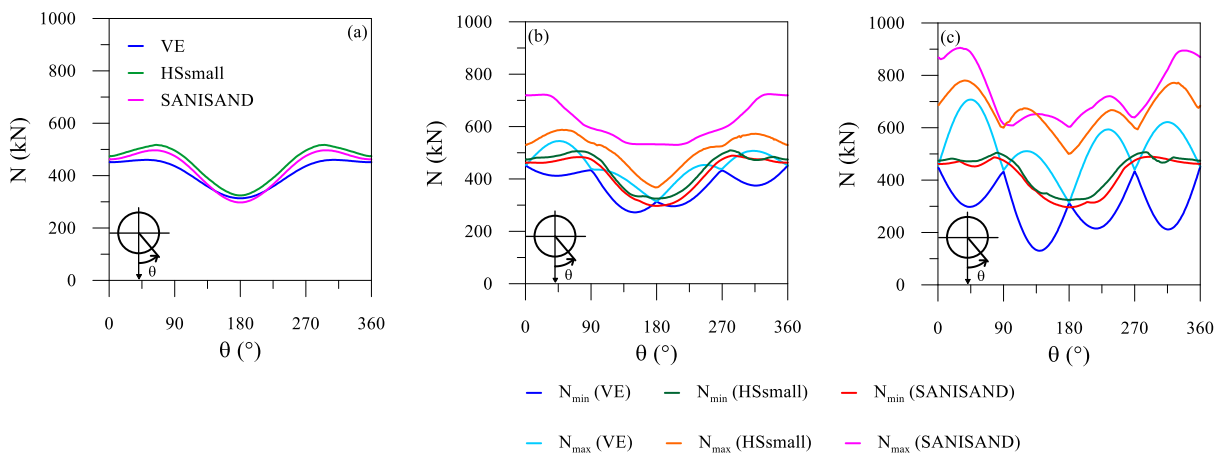


Fig. 5 Andamento dello sforzo normale alla fine della fase di scavo (a) dell'involuppo dello sforzo normale minimo e massimo per $PGA=0.05\text{g}$ (b) e per $PGA=0.25\text{g}$ (c) in funzione dell'angolo θ .

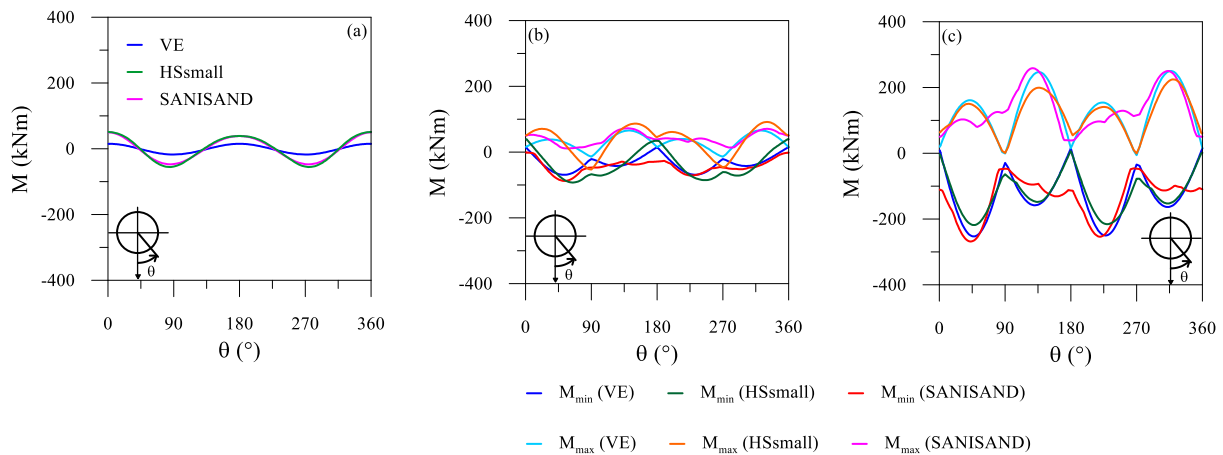


Fig. 6 Andamento del momento a fine scavo (a) e dell'involuppo di minimo e massimo per $PGA=0.05g$ (b) e per $PGA=0.25g$ (c) in funzione dell'angolo θ .

6. Conclusioni

L'incremento delle sollecitazioni nelle opere in sotterraneo legato all'azione sismica viene valutato solitamente ricorrendo all'approccio disaccoppiato, che prevede un'analisi di risposta sismica locale 1D, i cui risultati vengono utilizzati in soluzioni analitiche in forma chiusa. Sebbene questo calcolo sia molto agevole, esso non consente di cogliere correttamente la risposta inerziale del terreno ad elevati livelli di deformazione ciclica ed alcuni aspetti del fenomeno di interazione terreno-struttura che necessitano inevitabilmente di un approccio completamente accoppiato. Nel caso oggetto di studio, che prevede lo scavo di una galleria circolare in una sabbia satura, la scelta di modelli più complessi come il SANINSAND, anche se con maggiori tempi di calcolo, permette di identificare la formazione di zone nell'intorno della struttura ove si sviluppa il fenomeno della liquefazione. Tuttavia, in termini di sollecitazioni indotte dal sisma sul rivestimento, anche il più semplice legame HSsmall fornisce delle previsioni sufficientemente accurate. L'effetto della consolidazione post-sisma sulle sollecitazioni sarà oggetto di analisi future.

Bibliografia

- Amorosi A., Boldini D. (2009). Numerical modelling of the transverse dynamic behaviour of circular tunnels in clayey soils, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 29(6), 1059–1072.
- Amorosi A., Boldini, D., & Elia, G. (2010). Parametric study on seismic ground response by finite element modelling, *Computer and Geotechnics*, 37(4), 515-528.
- Been K., Jefferies M.G. (1985). A state parameter for sands, *Géotechnique*, 35(2), 99–112.
- Benz T., Vermeer P.A., Schwab R. (2009). A small overlay model, *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 33(1), 25-44.
- Callisto L., Ricci C. (2019). Interpretation and back-analysis of the damage observed in a deep tunnel after the 2016 Norcia earthquake in Italy, *Tunnelling and Underground Space Technology*, 89(1), 238-248.
- Dafalias Y., Manzari A. (2004). Simple plasticity sand model accounting for fabric change effects, *Journal of Engineering Mechanics*, 130(6), 622-634.
- Shen Y., El Naggar M.H., Zhang D., Li L., Du X. (2024). Seismic response characteristics of shield tunnel structures in liquefiable soils, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 182, 108701.
- Wang J.N. (1993). Seismic design of tunnels: a state-of-the-art approach. Monograph 7. Parsons, Brinckerhoff.
- Wang W.L., Wang T.T., Su J.J., Lin C.H., Seng C.R., Huang T.H. (2001). Assessment of damage in mountain tunnels due to the Taiwan Chi-Chi Earthquake, *Tunnelling and Underground Space Technology*, 16(3), 133–150.
- Yashiro K., Kojima Y., Shimuzu M. (2007). Historical earthquake damage to tunnels in Japan and case studies of railway tunnels in the 2004 Niigataken-Chuetsu earthquake, *Quart. Rep. Railway Tech. Res. Inst.*, 48(3), 136–141.



SIMPLIFIED NUMERICAL ANALYSIS OF PILE BASE RESPONSE

Raffaele Cesaro, Raffaele Di Laora, Alessandro Mandolini
Dipartimento di Ingegneria, Università degli studi della Campania “Luigi Vanvitelli”
raffaele.cesaro@unicampania.it, raffaele.dilaora@unicampania.it,
alessandro.mandolini@unicampania.it

Rodrigo Salgado, Monica Prezzi
Lyles School of Civil Engineering, Purdue University, West Lafayette, (IN) USA
rodrigo@ecn.purdue.edu mprezzi@ecn.purdue.edu

Sommario

The base resistance of piles in sand is generally assessed through limit equilibrium-based theoretical methods, which are inherently incapable of accounting for the punching mechanism, thus resulting in unconservative predictions of the ultimate load. This paper proposes a simplified numerical approach to evaluate the base load-settlement response of cast-in-situ piles in cohesionless soils. The method assumes that the elastic response of pile base can be modelled as the response of a rigid disk on elastic halfspace and a stepwise-linear incremental procedure is implemented, assuming a hyperbolic model for simulating soil non-linear behavior.

1. Base response Analysis

1.1 Elastic solution for a rigid disk on an elastic half-space

The pile base elastic load-settlement response can be computed adopting the elastic solution for a rigid disk on an elastic, homogeneous and isotropic half-space, as proven by several authors (Randolph & Wroth, 1978; Mylonakis & Gazetas, 1998). Adopting the above mentioned solution the displacement, stress and strain fields in the soil are known for each load step and can be described through closed form analytical solutions. In particular, exploiting the axially-symmetry of the problem under investigation, Gerrand and Harrison (1970) provided simple expressions as functions of soil stiffness and geometrical parameters. The soil stiffness is described through the shear modulus G and the bulk modulus K . The elastic soil shear modulus is represented in the proposed model by the small-strain shear modulus G_0 than can be evaluated through specific in-situ or laboratory tests, or - less preferably - through empirical correlations with conventional CPT or SPT results. In the present work, for cases where a specific value of soil stiffness is not assumed, the Hardin & Black model (1966) is adopted:

$$\frac{G_0}{p_A} = C_g \frac{(e_g - e_0)^2}{1 + e_0} \left(\frac{p'_0}{p_A} \right)^{n_g} \quad (1)$$

where C_g , e_g , and n_g are intrinsic soil constants (i.e. depend only on material type and do not change with stress state, particle arrangement, or stress history); p'_0 = initial mean effective stress; p_A = reference stress (= 100 kPa) in the same units as p'_0 ; and e_0 = initial void ratio.

The initial bulk modulus K_0 can be computed as:

$$K_0 = \frac{2(1+\nu)}{3(1-2\nu)} G_0 \quad (2)$$

where, ν = soil Poisson's ratio, assumed here as equal to 0.2.

1.2 Non-linear soil response

Each load increment at the base is accompanied by increments of deformation at each point in the soil, which can be either elastic or elasto-plastic. This implies that an incremental procedure can be implemented, as suggested by Seo (2012), where soil stiffness is updated step by step at each point with the load increment. The advantage of this method is that the evolution of inelastic deformations can be straightforwardly calculated based on experimental evidence from soil laboratory tests. In the absence of specific tests, stiffness evolution curves from literature data can be adopted for the shear modulus with shear strain and for the bulk modulus with the first stress invariant. For example, in this work the modified hyperbolic model of Fahey & Carter (1993) generalized by Lee & Salgado (1999, 2000) for three-dimensional monotonic stress state has been adopted. Thus, the secant shear stiffness G_s is equal to:

$$\frac{G_s}{G_0} = \left[1 - f \left(\frac{\tau_{oct} - \tau_{oct,0}}{\tau_{oct,max} - \tau_{oct,0}} \right)^g \right] \left(\frac{p'}{p_0'} \right)^{n_g} \quad (3)$$

where, f and g = model parameters; τ_{oct} = current octahedral shear stress; $\tau_{oct,max}$ = maximum octahedral shear stress; $\tau_{oct,0}$ = initial octahedral shear stress.

The maximum octahedral shear stress depends on the adopted failure criterion. In this work the Drucker-Prager failure criterion is employed, thus the maximum octahedral shear stress is function of the first invariant of stress, and of the Mohr-Coulomb strength parameters, i.e. the cohesive intercept c and the friction angle φ . For sand it can be assumed $c = 0$.

The friction angle in sands can be expressed in terms of the angle of shearing resistance at the critical state φ_{cv} and the angle of dilation ψ , which provides a further contribution to soil strength due to the arrangement of particles in a dense configuration. The critical friction angle for a given soil is independent of stress state and density whereas the (mobilized) friction angle φ and dilatancy angle ψ are state-dependent. Consequently, the phenomenon of dilatancy makes the envelope of the failure surface non-linear; to account for such effect, the Bolton (1986) model has been adopted.

As regards the model parameters in eq. 3, the shear modulus degrades with increasing shear stress at different rates depending on the value of the parameter g ; the lower the g value, the faster the modulus degradation rate. The ratio of the degraded shear modulus at the maximum shear stress to its maximum value is determined by the parameter f , whereas the rate of increasing of the shear modulus with the confining stress state is regulated by the parameter n_g . The latter is generally in the 0.4-0.5 range (Salgado & Prezzi, 2007). Fahey and Carter (1993) suggested that for a typical normally consolidated (NC) sand, the values of $f=0.98$ and $g=0.25$ lead to reasonable agreement with observed degradation curves.

Lee & Salgado (2000) have shown that the parameters f and g are mainly dependent on the relative density, and notably if the latter increases the soil response is stiffer.

In order to calibrate these two parameters 4 different sets of triaxial test have been analyzed by Cesaro (2024). Assuming that $G_s/G_0 = E_s/E_0$ (Lee et al., 2004), and noting that $q/q_{max} = J_2/J_{2,max}$, it is possible to calibrate f and g by matching results of triaxial tests.

Cesaro (2024) reported the obtained values of f and g against the corresponding value of the relative density for each case. It can be observed that a clear dependence from the relative density is confirmed. A linear fit can be adopted.

About the evolution of the bulk modulus during loading, according to Naylor et al. (1981) and Chen and Saleeb (1982), the tangent bulk modulus K_t depends mainly on the confining stress and the following

expression can be employed:

$$\frac{K_t}{K_0} = \sqrt{\frac{p'}{p'_0}} \quad (4)$$

1.3 Determination of average moduli

For the first step of loading of the rigid disk, assumed small enough, elastic behaviour of the soil is considered. After the first loading step, given the non-linear soil response, in each point the shear and bulk moduli change according to the stress field induced by the external load. It follows that the soil mass is not homogeneous anymore, thus ‘average’ values of shear G_{av} and bulk K_{av} moduli are needed in order to compute the soil response through the elastic solution of the rigid disk on an elastic and homogeneous half-space, adopting a stepwise linear incremental procedure. Knowing the updated stiffness at each point, the average moduli can be evaluated assuming a certain extension of the effective soil volume. Nevertheless, to avoid assuming an arbitrary deformation zone and taking a simple arithmetic average within this zone, Seo (2012) suggested to determine average shear and bulk moduli by using the distortional and volumetric energies as weighting factors. The volumetric energy density increment (i.e. the increment of volumetric energy per unit volume) dU^v , at node ij , is associated to the change in volume without any distortion. The distortional energy density increment dD^d is associated with the change in shape of a soil element without any change in volume.

2. Performance of the proposed model

In order to verify the effectiveness of the proposed numerical procedure, a comparison with the experimental results presented by Ghionna et al. (1994) was carried out. The authors performed plate load tests on Ticino sand ($n_g = 0.5$, $e_{max} = 0.922$, $e_{min} = 0.573$, $\phi_{cv} = 34.8^\circ$) samples in a flexible calibration chamber with a diameter of 1.2 m and a height of 1.5 m. The testing program involved test samples that can be separated into two groups according to relative density: dense (approx. 90% relative density) or medium dense (approx. 50% relative density).

Figure 1 offers a comparison with predicted values for a relative settlement w/d equal to 5% and 10%; a maximum error of about 30% is observed.

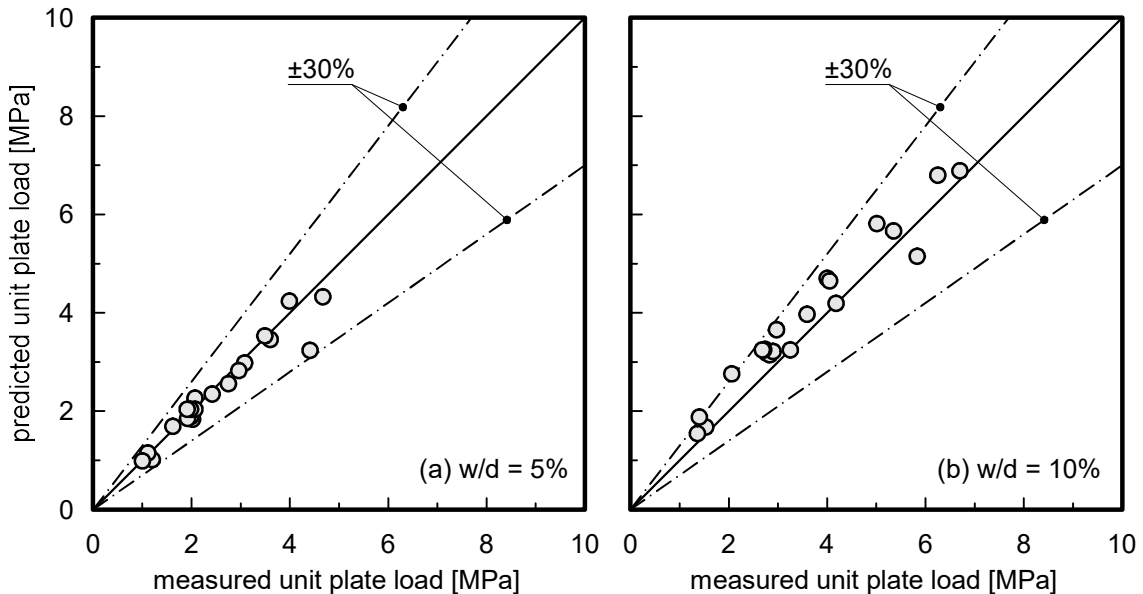


Fig 1. Measured vs predicted plate unit load for a relative settlement $w/d = 5\%$ (a) and $w/d = 10\%$ (b).

3. Parametric study and simplified expressions

With the aim of investigating the influence of the involved parameters, a parametric study has been carried out. Nine different sands have been considered, whose properties are reported in Table 1, see Cesaro (2024). The parametric study considers as independent variable quantities the vertical effective overburden stress, σ'_{v0} , (150, 300, 450, 600 and 750 kPa), relative density D_R , (10, 20, 30, 40, 50, 60, 70, 80 and 90%), and overconsolidation ratio OCR (1, 2, 4 and 6).

Sand	e_{min}	e_{max}	φ_{cv} [°]	C_g	e_g	n_g
Hokksund 1	0.548	0.871	36	942	1.96	0.46
Hokksund 2	0.548	0.871	32	942	1.96	0.46
Monterey 1	0.57	0.86	37	326	2.97	0.5
Monterey 2	0.57	0.86	32	326	2.97	0.5
Ottawa	0.48	0.78	29	612	2.17	0.44
Ticino 1	0.574	0.931	34.8	647	2.27	0.43
Ticino 2	0.574	0.931	31	647	2.27	0.43
Toyoura 1	0.611	0.985	35	900	2.17	0.4
Toyoura 2	0.611	0.985	31.6	900	2.17	0.4

Tab 1. Properties of the sands used in the parametric study.

Overall, 1620 cases have been considered and for each of them the bearing capacity factor, as defined by Vesic ($N_\sigma = q_b/p_0'$), has been computed for a relative settlement w/d equal to 5% and 10%. In Figure 2 it can be observed that adopting a proper dimensionless parameter, named bearing capacity index (BCI), a rational regression formula for both relative settlement levels can be detected.

A power regression can be adopted to furnish a good match with the numerical results arising from the parametric study. These ready-to-use empirical formulae require as input the knowledge of soil parameters that can be easily estimated from ordinary in-situ and/or in laboratory tests. Furthermore it is noted that, contrary to the 'complete' numerical model, the maximum and minimum void ratio are not needed. Through these correlations it is possible to easily compute the pile tip resistance for a relative settlement of 5% and 10%. The parametric study also helps identifying the role of the model parameters. It is worth of note that the stiffness ratio G_0/p_0' strongly affects the pile base response, in agreement with the observed pile tip behaviour in sandy soil, despite this aspect is typically ignored in the design process. Note that from the adopted dimensionless index, the role of relative density may seem marginal at first sight. In reality, soil shear modulus at low strains is strongly affected by the void ratio, hence the relative density in the dimensionless index represents merely the contribution of the dilatancy. The adoption of the relative density, instead of the angle of dilatancy, as a parameter of the bearing capacity index allows for the use of a more common soil state property which can be derived from soil investigations typically employed in current practice.

Adopting the regression curve indicated in the above figure a comparison was made between the predicted and measured bearing capacity factors from 50 well-documented in-situ pile load tests performed worldwide, collected by Cesaro et al. (2023) and Cesaro (2024). The load tests database includes cast in situ piles i.e., Bored, Continuous Flight Augering (CFA) and Full Displacement Pile (FDP) in sandy soils and involves several piles geometries (diameters from 0.4 m to 2 m and lengths from 6 m to 91 m). For each load test the load-settlement curve at pile base is available and the subsoil conditions are well known. For each case history: the reference, pile type, pile geometry and soil parameters are reported by Cesaro (2024).

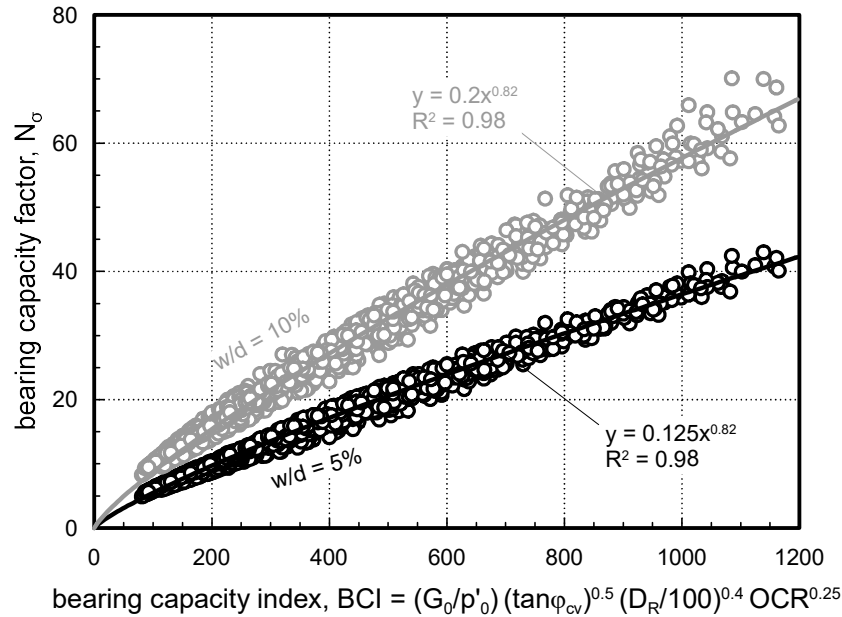


Fig 2. Bearing capacity factors for a relative settlement $w/d = 5\%$ and $w/d = 10\%$ against the bearing capacity index.

In Figure 3 the predicted bearing capacity factors N_{σ} are compared with the measured or extrapolated values from the load tests results, for two different values of relative pile base settlement w/d equal to 5% and 10%. It is noted that the proposed simplified correlations produce results which are, in average, slightly unconservative, i.e. about 12% for $w/d = 5\%$ and 38% for $w/d = 10\%$. This may be attributed to that fact that pile base resistance in load tests is detrimentally affected by the disturbance produced by the installation process, which is not taken into account in the method. In support of this interpretation, most of the database case histories (32/50) involve bored piles for which, as well known, the above-mentioned effect is crucial. On the other hand, the case histories associated to FDP piles, for which the installation process generally results in an improvement of the soil conditions, are often characterized by more conservative predictions (Fig. 3b, d).

4. Conclusions

In this work a simplified numerical approach has been proposed for the pile tip response analysis, limited to cast-in-situ piles in sandy soils. The proposed method is based on the assumption that the elastic behaviour of the pile tip can be modelled as a rigid disk on an elastic half-space, as demonstrated by several authors. Employing a stepwise-linear increment procedure, for each step of load, the stress-strain response in the soil mass is computed through the elastic solution for the rigid disk and the stiffness in each point of the soil is updated at any load adopting an hyperbolic model to represent the soil non-linear behaviour. The hyperbolic model parameters have been calibrated on the literature results of triaxial tests carried out on 4 sand types. The proposed approach requires input parameters which are typically known from ordinary in situ and laboratory tests employed in current practice, namely ϕ_{cv} , G_0 , σ'_{v0} , K_0 , D_R , e_{max} , e_{min} .

Adopting the proposed model, a parametric study has been carried out with a two-fold scope: (1) investigate the influence of the involved parameters, with particular emphasis on the crucial role of the soil stiffness, typically ignored in current practice; (2) furnish simplified empirical expressions for the evaluation of the bearing capacity factor for a relative settlement w/d equal to 5% or 10%.

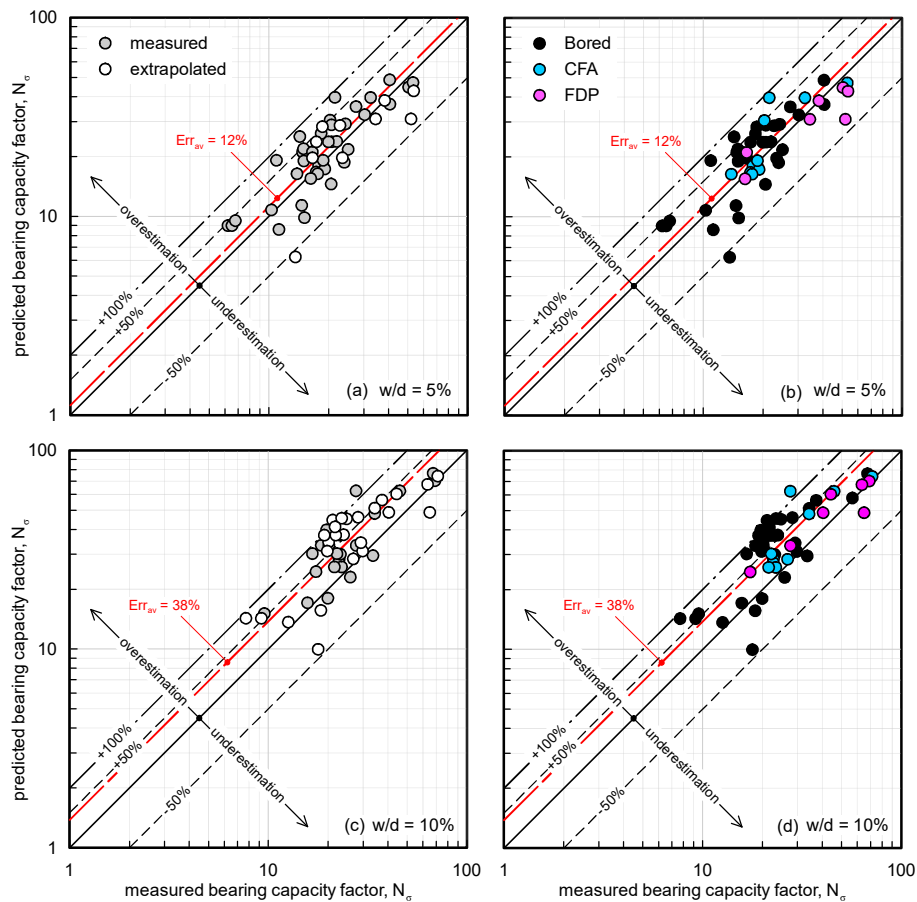


Fig 3. Measured bearing capacity factors against predicted ones for a relative settlement $w/d = 5\%$ (a, b) and $w/d = 10\%$ (c, d).

Bibliografia

- Bolton M.D. (1986). "The strength and dilatancy of sands". *Géotechnique*, 36(1): 65–78.
- Cesaro R., Di Laora R., Mandolini A. (2023). "A novel method for assessing pile base resistance in sand". CNRIG 2023 proceedings. Springer Series in Geomechanics and Geoengineering. Springer.
- Cesaro R. (2024). Innovative design methods for piles and pile groups. PhD thesis, University of Campania "Luigi Vanvitelli", Italy.
- Fahey M., Carter J.P. (1993). "A finite element study of the pressuremeter test in sand using a nonlinear elastic plastic model". *Canadian Geotechnical Journal*, 30(2): 348–361.
- Ghionna V. N., Jamiolkowski M., Pedroni S., Salgado R. (1994). "The tip displacement of drilled shaft in sands". In Proceedings of Settlement '94, American Society of Civil Engineers, Vol. 2, pp. 13–39.
- Gerrard C. M., Harrison, W. J., (1970). "Circular loads applied to a cross-anisotropic half space". *C.S.I.R.O. Auts. Div. App. Geomech. Tech.*, Paper No. 8.
- Hardin B. O., and Black W. L. (1966). "Sand stiffness under various triaxial stresses". *J. Soil Mech. and Found. Div.*, ASCE, 92(2), 27–42.
- Lee J. H., Salgado R. (1999). "Determination of pile base resistance in sands". *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 125(8), pp. 673–683.
- Lee J., Salgado R. (2000). "Analysis of calibration chamber plate load tests". *Canadian Geotechnical Journal*, 37(1), pp. 14–25.
- Mylonakis G., Gazetas, G. (1998). "Settlement and additional forces of grouped piles in layered soil". *Géotechnique* 48, No. 1, 55–72.
- Naylor D. J., Pande G. N., Simpson B., Tabb R. (1981). Finite elements in geotechnical engineering. Pineridge Press, Swansea, Wales, U.K.
- Randolph M. F., Wroth C. P. (1978). "Analysis of deformations of vertically loaded piles". *J. Geotech. Engng Div.*, ASCE 104, No. GT12, 1465–1488.
- Seo H. (2012). Load-settlement response of axially loaded piles. PhD thesis, Purdue University, Indiana.



SHAFT RESISTANCE OF BORED PILES IN SAND

Raffaele Cesaro, Raffaele Di Laora, Alessandro Mandolini

Dipartimento di Ingegneria, Università degli studi della Campania “Luigi Vanvitelli”

raffaele.cesaro@unicampania.it, raffaele.dilaora@unicampania.it,

alessandro.mandolini@unicampania.it

Sommario

The evaluation of the ultimate shaft resistance is need for the prediction of the single pile response under axial loa. In this paper, a physically based analytical model is presented for the evaluation of the shaft friction, for bored piles in sandy soils, based on the framework proposed by Mascarucci et al. (2016). The metho takes into account the horizontal stress increase during the loading process produced by the dilatancy occurring in the shear band.

1. Shaft friction

The shaft capacity of a single pile Q_s is equal to the integral over the pile surface of the ultimate shaft friction q_s , usually evaluated in cohesionless soils as:

$$q_s = \sigma'_h \tan \delta = \sigma'_{v0} K \tan \delta = \beta \sigma'_{v0} \quad (1)$$

where σ'_h is the effective horizontal stress at failure and δ is the pile-soil interface friction angle. The effective horizontal stress is typically taken as the product between the initial effective vertical stress σ'_{v0} and a coefficient K .

If the horizontal stress is not affected by the installation technology and by the loading process, the coefficient K is equal to the coefficient of lateral earth pressure at rest K_0 .

However, in routine design practice a single parameter β ($= K \tan \delta$) is often adopted, giving rise to the well-known β -method (Reese & O'Neil, 1988; Fleming et al., 1992). The practical appeal of this approach is due to the fact that β can be empirically evaluated back-analyzing pile load tests, knowing the initial effective vertical stress, that the uncertainties related to the estimation of K and δ are lumped in a single parameter.

However, as remarked by Mascarucci et al. (2014), this empirical approach yields to conservative results and does not allow a proper understanding of the problem under investigation.

Indeed, in order to compute the shaft resistance though a proper physically-based model the main features of the mechanism must be taken into account.

Under the early stages of axial load the response of the pile can be considered elastic and shear strains develop in the surrounding soil. At higher load levels, deformations tend to concentrate within a very thin shear band around the pile shaft and more distant soil undergoes very small strains (Wernick, 1978). The behaviour of the soil within the thin zone close to the pile surface, and consequently the shaft friction mobilization, is strongly dependent on the “relative interface roughness” defined as the ratio between the pile roughness and the mean particle size D_{50} . Depending on the relative interface roughness two different failure mechanisms at the interface can be observed (Fioravante, 2002):

(1) for smooth interface the sliding occurs between soil and pile surface, in such a case the mobilized skin friction is lower than the maximum soil shear strength and is dependent on the relative roughness;

(2) for rough interface the failure completely occurs within a shear band that is fully developed in the soil, and as consequence the unit shaft resistance is only dependent on the soil shear strength, i.e. in

equation 1 it can be assumed $\tan \delta = \tan \varphi$. The value of the friction angle can be assumed equal to that at critical state, $\varphi = \varphi_{cv}$ in this case (Fleming et al., 1992; Mascarucci et al., 2016). It is widely recognized that for cast-in-situ bored piles the second failure mechanism always occurs (Mascarucci et al., 2016), given the macro-irregularities along the pile shaft (Fig. 1).

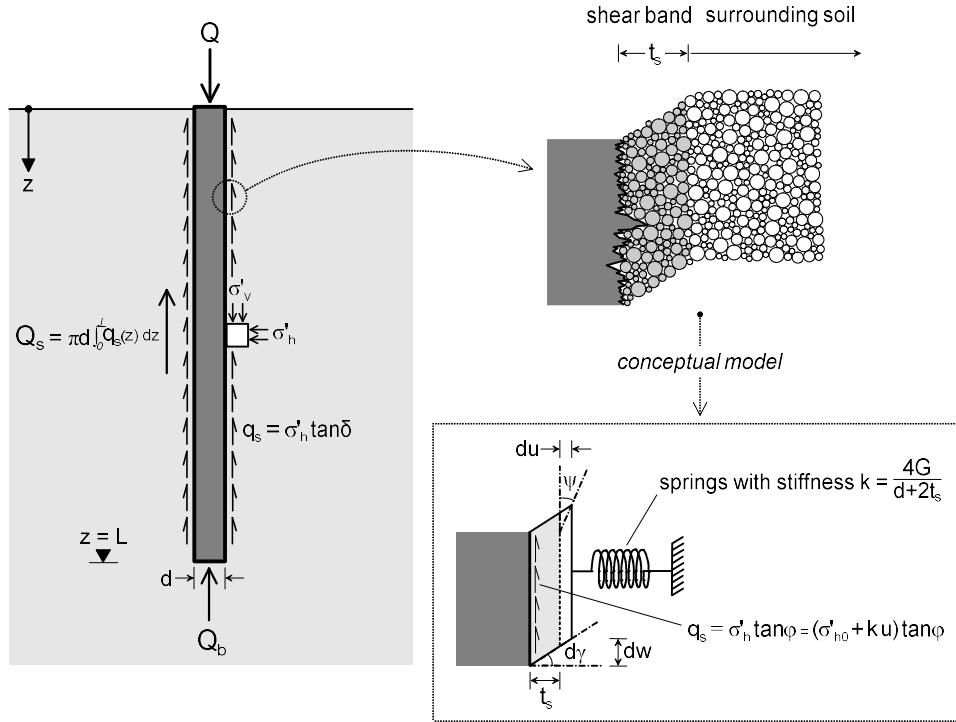


Fig 1. Problem under investigation.

Thus, along the pile shaft the mode of deformation of the shear band is similar to that of simple shear. During the loading process volumetric plastic strains develop, either dilation or contraction, depending on the state of the soil. Except for very loose sands, dilatancy takes place in most soil conditions and accordingly radial displacements, u , directed toward the surrounding soil arise (Fig. 1). Clearly the magnitude of u depends on soil dilation potential which in turn depends on the relative density and on the mean effective stress. It follows that, at shallow depths the radial displacement could be considerable given the low confining stress. Since the shear band expansion is partially restrained by the surrounding soil, a horizontal stress increment, $\Delta \sigma'_h$, occurs, influencing the ultimate shaft resistance. It should be pointed out that this change of horizontal stress depends on the stiffness of the soil surrounding the shear band, thus producing a dependence of the ultimate resistance on the soil stiffness. Modeling the shear band as an expansive cylindrical cavity the surrounding soil can be represented as a linear spring (Fig. 1) with a stiffness $k = 4G/D = 4G/(d + 2t_s)$, where G is the surrounding soil shear modulus, D is the cavity diameter, d is the pile diameter and t_s the shear band thickness. On the other hand, the radial displacement increment is function of the angle of dilation ψ . For the sake of simplicity, Mascarucci et al. (2014, 2016) proposed to adopt a linear reduction for ψ with γ (from peak, where $\psi = \psi_p$, to critical state conditions, where $\psi = 0$) since experimental results show a regular reduction of soil dilatancy during shearing, and although the linearity between $\tan \psi$ - γ can be considered a simplification, more complex functions would increase the number of parameters, while not significantly altering the results. In light of the above the total radial displacement of the shear band can be estimated as:

$$u = \int_0^{\gamma_{cv}} \tan \psi t_s d\gamma = t_s \tan \psi_p \frac{\gamma_{cv}}{2} \quad (2)$$

where γ_{cv} is the shear strain at critical state.

Therefore, for bored piles embedded in cohesionless soils equation 1 can be rewritten as:

$$q_s = \left[\sigma'_{h0} + t_s \tan \psi_p \frac{\gamma_{cv}}{2} \frac{4G}{(d + 2t_s)} \right] \tan \varphi_{cv} \quad (3)$$

The angle of dilation at peak ψ_p can be computed through the equation proposed by Bolton (1986). In order to take into account the non-linear behaviour of the surrounding soil, Mascarucci et al. (2016) suggest to a secant stiffness for the evaluation of the horizontal stress increment in eq. 3. Employing the Yu & Houlsby (1991) solution Cesaro (2024) carried out a wide parametric study and proposed the following correlation:

$$\begin{cases} \frac{G}{G_0} = 1 & \text{if } u \leq u_y \\ \frac{G}{G_0} = \left(\frac{u}{u_y} \right)^{-0.425} & \text{if } u > u_y \end{cases} \quad (4)$$

where for cohesionless soil,

$$\frac{u_y}{D} = \frac{p'_0 \sin \varphi}{4G_0} \quad (5)$$

2. Shear band thickness

In the hypothesis of shaft surface with high relative roughness, as stated before, the shear band is completely developed in the soil, as consequence its thickness t_s is not affected by the pile surface characteristics but only by the soil properties. It is well known that t_s primarily depends on soil particle size, typically ranging between 5 and 25 times the mean particle grain size, D_{50} (Uesugi & Kishida, 1986; Viggiani et al., 2001). However, it is worth of note that, as showed by several authors the ratio t_s/D_{50} decreases with increasing D_{50} . Given this range of variation of t_s/D_{50} values, the influence of other parameters besides the D_{50} , should be taken into account. It can be asserted that the D_{50} is not completely representative of the grain size distribution since two sands with the same D_{50} could have a quite different coefficient of uniformity $C_u (= D_{60}/D_{10})$, and as consequence a different behaviour; therefore this parameter should be considered. Furthermore, the influence of the shape and angularity of grains could be taken into account indirectly through the critical state friction angle, that depends on them. On the other hand, from interface shear tests results it can be observed that the relative density has a small influence on the shear band thickness, as well as the state of stress and the particles strength, unless the combined effect of these two parameters produces particles breakage.

In light of the above, Cesaro (2024) collected several laboratory tests on different sands from the specialized literature, where the shear band thickness was measured, while the grain size distribution and the critical state friction angle were known for each tested material. Different test types have been considered: plane strain compression, interface direct shear tests and ring shear tests. From the results of these tests, as shown in figure 2, the normalized shear band thickness can be estimated through the following expression:

$$\frac{t_s}{D_{50}} = 9.75 \left[\left(\frac{D_{50}}{1\text{mm}} \right)^{0.9} (\tan \varphi_{cv})^{-1.5} C_u^{0.25} \right]^{-0.55} \quad (6)$$

As expected, the normalized shear band thickness increases with the critical state friction angle, in agreement with the experimental evidence demonstrating that t_s/D_{50} increases with the particles angularity.

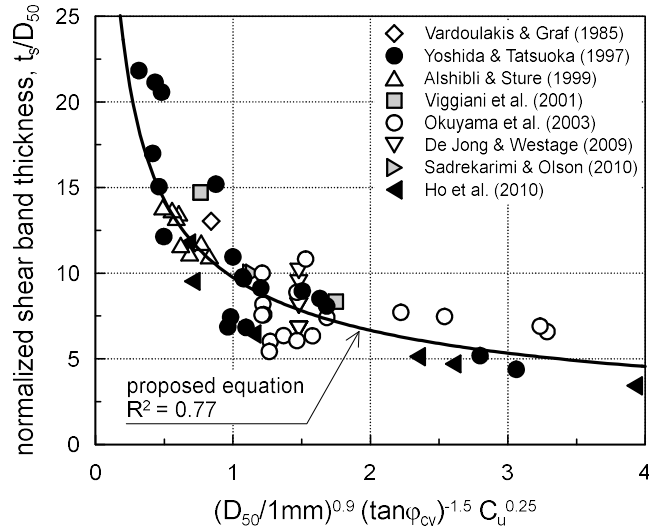


Fig 2. Influence of the grain size distribution and of the soil critical state friction angle on the normalized shear band thickness.

3. Shear strain at critical state

Mascarucci et al. (2016) interpreted the results of several direct shear tests (CNL) published in literature, performed on different sands at different initial states, assuming that all the deformations concentrate within the shear band where simple shear conditions exist. For each test the mean particle size D_{50} is known, and the authors assume that t_s ranges between $10D_{50}$ and $20D_{50}$. The γ_{cv} is estimated from the measured displacements required to achieve critical state conditions, w_{cv} , being $\gamma_{cv} \approx w_{cv}/t_s$. The authors obtained a wide range of values of γ_{cv} , with an average value equal to about 100%, and they remarked that this considerable range of variation is expected since γ_{cv} depends on grain size and on the initial state of the soil. However, they suggest to adopt a conservative value equal to 60%. Okuyama et al. (2003) carried out several plane strain compression tests (PS) on 9 different sands and analyzed the results together with that provided by Yoshida & Tatsuoka (1997) and concluded that the displacement required to achieve critical state conditions, w_{cv} , mainly depends on the mean particle size. In light of this they show that considering an average value of w_{cv} for each sand it is possible to detect a clear trend of variation as function of D_{50} . Following the hint of Okuyama et al. (2003) and considering the direct shear tests results elaborated by Mascarucci et al. (2016), it can be observed (Fig. 3) that the critical state shear displacement can be estimated through the following expression:

$$w_{cv} = 4.215D_{50} + 1.85 \tag{7}$$

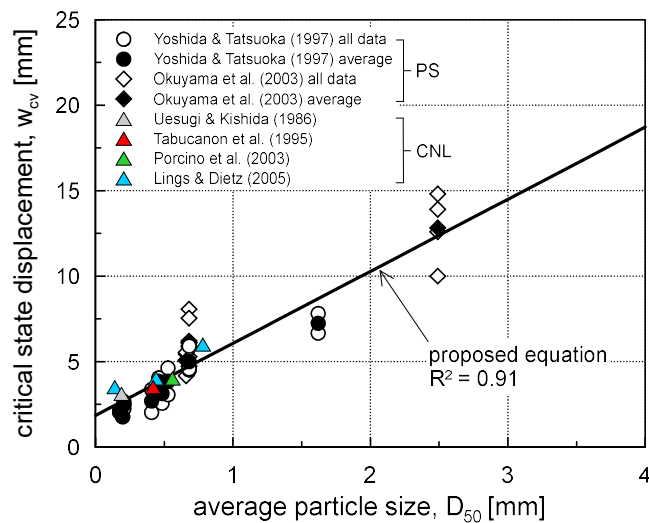


Fig 3. Critical state displacement variation against the average particle size.

It is worth of note that since in the results provided by Yoshida & Tatsuoka (1997) and Okuyama et al. (2003) the shear band thickness is known, the shear strain at critical state γ_{cv} can be directly computed without further assumptions. A range of $\gamma_{cv} \approx 40\% \div 180\%$ with an average value about equal to 100% is obtained, in agreement with the findings of Mascarucci et al. (2016).

Employing the critical state displacement instead of the critical state shear strain, eq. 3 can be rewritten as:

$$q_s = \left[\sigma'_{h0} + \frac{\tan \psi_p w_{cv}}{2} \frac{4G}{(d + 2t_s)} \right] \tan \varphi_{cv} \quad (8)$$

Assuming that the shear band thickness is negligible compared to the pile diameter, leads to:

$$q_s \cong \left[\sigma'_{h0} + \frac{\tan \psi_p w_{cv}}{2} \frac{4G}{d} \right] \tan \varphi_{cv} \quad (9)$$

It can be demonstrated that for typical values of the dimensionless shear band thickness $t_s/d (< 0.02)$ concerning full scale piles, eq. 9 can be adopted without altering the results.

4. Comparison with experimental data and final remarks

The effectiveness of the proposed framework is checked against the results of full real scale load tests from three well documented case histories. Figure 4 shows a comparison between the measured and predicted β -values.

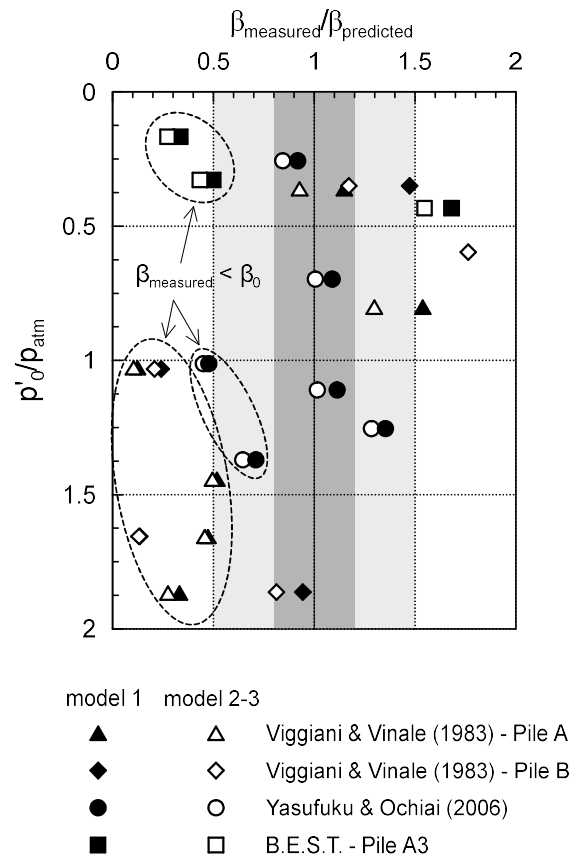


Fig 4. Comparison between measured and predicted β values.

In particular, Viggiani & Vinale (1983) reported pile load tests results performed for the design of the foundation of the Naples Law Courts' Building, in the eastern area of the city. The foundation consists of a reinforced concrete slab resting on 241 bored piles with a length of 42 m and diameters ranging between 1.5 and 2.2 m. Yasufuku & Ochiai (2006) reported the results of a in situ full-scale cast-in-place load test performed in volcanic Shirasu soil by the Amori river in Kagoshima Prefecture in the

southern part of Kyushu Island, Japan. The bored pile has a diameter of 1.2 m and length of 41 m. Fellenius (2017) provided the results of the prediction event organized by ISSMGE's TC-212, in which several piles were constructed, instrumented, loaded and monitored at the Bolivian Experimental Site for Testing piles (B.E.S.T.) in Santa Cruz, Bolivia and before that, a wide geotechnical site investigation program was carried out.

It is worth of note that in several cases the measured β -values are lower than $\beta_0 (= K_0 \phi_{cv})$, and for some of them the large discrepancy cannot be justified with possible uncertainties about the soil parameters. Recalling that generally β is indirectly evaluated from strain-gauges measurements in some pile sections, it follows that its experimental evaluation can be affected by several uncertainties such as sensors accuracy, real pile diameter, real concrete stiffness (for high load level non-linear concrete behaviour can be observed). Accordingly, also the load-settlement curves obtained through a classic load test (head-down load test) are indirectly derived, thus are affected by the same uncertainties. In this regard, it can be observed that for the two cases presented by Viggiani & Vinale (1983) and for the pile A3 from the Bolivian experimental test site (B.E.S.T.), a complete achieving resistance is not detected within the well-known relative settlement threshold $w/d = 2\%$ (Fleming et al., 1992). This peculiar behaviour has not been observed for the other piles in the same site for which the shaft load settlement curve has been directly obtained through a bidirectional-cell load test. Therefore, well-documented experimental data on full scale, instrumented bored piles are needed to allow a further refinement of the method and to understand better the problem under investigation. Furthermore, about the correct interpretation of the experimental data, it must be pointed out that it is not simple to find, in literature, works where the full-scale load test results are provided together with laboratory tests from which all the required data, such as the grain size distribution, can be obtained.

Bibliografia

- Bolton M.D. (1986). "The strength and dilatancy of sands". *Geotechnique*, 36(1): 65–78.
- Cesaro R. (2024). Innovative design methods for piles and pile groups. PhD thesis, University of Campania "Luigi Vanvitelli", Italy.
- Fellenius, B. H. (2017). Report on the B.E.S.T. prediction survey of the 3rd CBFP event. Proceedings of the 3rd Bolivian International Conference on Deep Foundations, Vol. 3, 7-25, Santa Cruz de la Sierra, Bolivia.
- Fioravante V. (2002). "On the shaft friction modelling of non displacement piles in sand". *Soils Found.* 42, No. 2, 23–33.
- Fleming W.G.K., Weltman A.J., Randolph M.F., Elson W.K. (1992). Piling engineering. John Wiley, New York.
- Mascarucci Y., Miliziano S., Mandolini A. (2014). "A numerical approach to estimate shaft friction of bored piles in sands". *ACTA Geotech.*, 9(3), 547–560.
- Mascarucci Y., Miliziano S., Mandolini A. (2016). "3M analytical method: evaluation of shaft friction of bored piles in sands." *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, ASCE.
- Okuyama, Y., Yoshida, Tetuya, Tatsuoka, F., Koseki, J., Uchimura, T., Sato, N. and Oie, M. (2003). Proc. 3rd Int. Symp. on Deformation Characteristics of Geomaterials, Balkema, September, 2003.
- Reese L. C., O'Neill M. W. (1988). Drilled shafts: construction and design. FHWA, Publication no. HI-88-42.
- Uesugi, M., and Kishida, H. (1986). "Influential factors of friction between steel and dry sand". *Soils Found.*, 26(2), 33–46.
- Viggiani, C. and Vinale, F. (1983). "Comportamento di pali trivellati di grande diametro in terreni piroclastici". *Rivista Italiana di Geotecnica*. 17 (2), 59-84.
- Viggiani G., Kuntz M., Desrues, J. (2001). An experimental investigation of the relationship between grain size distribution and shear banding in granular materials. Continuous and discontinuous modelling of cohesive-frictional materials, P. A. Vermeer, et al., eds., Springer, Berlin, 111–127.
- Wernick, E. (1978). Skin friction of cylindrical anchors in non-cohesive soils. Symp. on Soil Reinforcing and Stabilising Techniques in Engineering Practice, New South Wales Institute of Technology, Sydney, Australia, 201–219.
- Yasufuku N., Ochiai H. (2006). "Skin friction of non displacement piles related to simple shear mode with large strain state friction angle". *Soils and Foundations*, Volume 46, Issue 4, 2006, Pages 537-544.
- Yoshida T., Tatsuoka, F. (1997). Deformation property of shear band in sand subjected to plane strain compression and its relation to particle characteristics. Proc. 14th ICSMFE, Hamburg, 1, 237–240.
- Yu, H. S., and Houlsby, G. T. (1991). "Finite cavity expansion in dilatant soils: Loading analysis." *Geotechnique* 41(2), 173–183.



ANCORAGGI PASSIVI SMART PER LA STABILIZZAZIONE DEL SUOLO

Simonetta Cola

Università di Padova, Dipartimento ICEA, Via Ognissanti 39, Padova 35129, Italia
simonetta.cola@unipd.it

Lorenzo Brezzi

Università di Padova, Dipartimento ICEA, Via Ognissanti 39, Padova 35129, Italia
lorenzo.brezzi@unipd.it

Nicola Fabbian

Università di Padova, Dipartimento ICEA, Via Ognissanti 39, Padova 35129, Italia
nicola.fabbian@unipd.it

Sommario

Gli ancoraggi passivi sono comunemente utilizzati in numerose applicazioni di ingegneria civile ove sia fondamentale garantire la stabilità dell'opera. Tuttavia, riuscire a comprendere nel dettaglio come questi rinforzi esplicino il loro contributo, soprattutto quando i rinforzi funzionano in modalità passiva, è di primaria importanza per una corretta valutazione del loro effetto. Questo lavoro riporta i risultati preliminari di un'applicazione di sensori distribuiti in fibra ottica (DFOS) come tecnologia all'avanguardia per monitorare le prestazioni e la condizione nel tempo di ancoraggi passivi compositi utilizzati come tecnica di stabilizzazione delle frane. Questi ancoraggi si compongono di una barra cava autoporforante, al cui interno possono essere inseriti e cementati uno o più trefoli. A completare il sistema, esternamente è installata una piastra per bloccare la testa della barra e ripartire, se pur in maniera ridotta, il carico sul terreno. In questo contesto, la tecnologia DFOS offre una soluzione non invasiva ed economica per il monitoraggio in tempo reale di parametri come la deformazione e la temperatura, lungo l'intera estensione del cavo in fibra ottica, consentendo così una valutazione del comportamento a breve e lungo termine di questi ancoraggi e fornendo l'opportunità di prevedere eventuali interventi di integrazione e/o sostituzione degli stessi. L'ancoraggio pertanto non solo esercita il suo ruolo di rinforzo strutturale, ma permette anche di avere una misura precisa del proprio livello di sollecitazione, nelle diverse condizioni al contorno: per tale ragione è possibile attribuire al rinforzo l'aggettivo "smart". Nello specifico, l'articolo dettaglia alcuni aspetti pratici riguardanti, ad esempio, l'installazione e la manutenzione del sistema, la raccolta e gestione dei dati, oltre a presentare alcuni risultati preliminari di un recente caso di studio nel bellunese. Saranno inoltre presentati alcuni limiti associati alla tecnologia DFOS nelle diverse applicazioni geotecniche, tra cui la necessità di competenze specializzate nell'interpretazione dei dati, la particolare cura che questi sensori richiedono durante l'installazione e la gestione dei cavi, nonché la gestione di misure acquisite con setup di monitoraggio differenti.

1. Introduzione

Da alcuni anni i sensori distribuiti in fibra ottica (DFOS) si propongono come soluzione vantaggiosa per monitorare molte opere geotecniche, quali pali di fondazione (Cola et al. 2019), ponti (Siwowski et al. 2021), gallerie (Monsberger et al. 2021), argini (Fabbian et al. 2024), dighe (Brezzi et al. 2023), frane (Zhu et al. 2021), ecc. Rispetto ai sistemi di monitoraggio convenzionali, i DFOS offrono la possibilità di determinare informazioni quali temperatura e deformazione lungo tratti molto lunghi, interrogando i sensori da una singola posizione di misura e ottenendo dati in modo quasi continuo nello spazio e con elevata precisione. Offrono quindi un rapporto costo-efficacia particolarmente vantaggioso quando è

necessaria un'alta densità spaziale di misure. Inoltre, questi sensori sono immuni alle interferenze elettromagnetiche, hanno elevata durabilità e sono compatibili con configurazioni strutturali sia esistenti che nuove. Tuttavia, questi vantaggi sono in parte controbilanciati da alcune limitazioni, legate soprattutto all'ingegnerizzazione dell'installazione. Non esistono infatti schemi già definiti per il loro uso e, di volta in volta, è necessario definire un protocollo di solidarizzazione con la struttura da monitorare in funzione dell'obiettivo del monitoraggio.

Per quanto riguarda invece i sistemi di stabilizzazione dei versanti, negli ultimi decenni si sta affermando l'uso degli ancoraggi compositi come alternativa notevolmente versatile rispetto altre soluzioni di rinforzo strutturale (Bisson et al., 2016; Brezzi et al., 2021). Gli ancoraggi compositi sono costituiti da barre filettate cave, in acciaio al carbonio, lunghe 3 o 6 m, installate come rinforzi passivi sub-orizzontali con la tecnica dell'autoperforazione. La filettatura esterna delle barre facilita un rapido accoppiamento delle stesse con dadi di collegamento, al fine di raggiungere la profondità di installazione desiderata; allo stesso tempo, migliora l'interfaccia tra la barra e il cemento di solidarizzazione con il terreno, così da poter sviluppare un'elevata resistenza laterale frizionale. Una volta installata la barra (Brezzi et al., 2021), nella cavità centrale si inseriscono e si cementano uno o più trefoli in acciaio armonico, utili a potenziare la resistenza a trazione dell'ancoraggio. Infine, all'esterno la barra è fissata tramite un dado a una piastra (tipicamente un disco in calcestruzzo prefabbricato) posta a contatto con la superficie del versante. Tali ancoraggi sono detti passivi, perché non vengono soggetti ad alcuna pretensione al momento dell'installazione: se il pendio subisce uno spostamento, si attivano degli sforzi di taglio lungo l'interfaccia terreno-cemento-barra filettata, che contrastano il movimento del terreno stesso e innescano uno stato di trazione nella barra. Questa trazione si trasferisce negli strati stabili in profondità dove viene contrastata grazie a un meccanismo di pull-out. Esternamente, la piastra aiuta a distribuire la forza di trazione esercitata in testa alla barra su una superficie maggiore.

Il principio di funzionamento degli ancoraggi compositi si basa sull'accoppiamento della barra con il cemento/terreno e alla maggiore robustezza conferita dall'integrazione dei trefoli interni. Date le incertezze legate alla valutazione nel tempo dell'accoppiamento tra i diversi elementi componenti, si è sentita la necessità di misurare le prestazioni degli ancoraggi compositi. A tal fine, due diverse applicazioni di monitoraggio con DFOS sono state condotte negli ultimi anni. Nella prima (Cola et al. 2019) si sono utilizzati DFOS interrogati in dominio di frequenza (modalità OFDR), facendo dei test di trazione su ancoraggi compositi strumentati con DFOS, prima in laboratorio e poi in sito. In sito i cavi in fibra ottica sono inseriti e cementati insieme ai trefoli, cosa che garantisce una buona connessione della fibra con il rinforzo, anche se la posizione interna non è nota in modo preciso. La modalità OFDR, pur fornendo una risoluzione spaziale elevatissima (un dato ogni centimetro) ha però portata limitata a circa 70 m. Richiede perciò l'uso di un DFOS distinto per ciascun ancoraggio, oltre a utilizzare un'unità d'interrogazione molto costosa. Nel 2° campo prova (Brezzi et al., 2022) si è invece utilizzata la modalità Brillouin, che permette di interrogare lunghezze anche di alcuni km con una spaziatura di circa 50 cm. Si è così potuto strumentare, con un unico DFOS molto lungo, 6 ancoraggi installati in una frana medio lenta: i rinforzi installati era volutamente insufficienti a stabilizzare il versante così da poter raggiungere rapidamente il loro stato limite. Nel presente lavoro si presentano, invece, i risultati preliminari di una nuova installazione effettuata recentemente: in questo nuovo caso i DFOS sono sempre interrogati con modalità Brillouin, ma, a differenza delle esperienze passate, gli ancoraggi strumentati fanno parte di un sistema di rinforzo progettato per stabilizzare la frana. Pertanto, in questo caso il monitoraggio diventa cruciale per rilevare il comportamento in condizioni operative di un sistema di stabilizzazione specificatamente dimensionato e distribuito sul corpo della frana.

Si sottolinea che l'uso dei DFOS all'interno di un rinforzo trasforma quest'ultimo in ancoraggio smart, in quanto oltre a poter raccogliere dati sul suo stato di "salute" nel tempo, lo stesso rinforzo diventa strumento per valutare l'adeguatezza dell'intervento, la geometria di frana e la sua evoluzione. L'articolo illustra il sistema e i risultati ottenuti nei primi mesi di misurazione, fornendo, inoltre, dettagli sulle procedure di installazione.

2. Caso studio: Frana Paradisi e intervento eseguito

La frana Paradisi (Ponte nelle Alpi, Belluno) è un movimento rototraslazionale in copertura morenica e Flysch dell'area dell'Alpago. Il movimento si è attivato ad aprile 2014 dopo un lungo periodo piovoso. Ha dimensioni (Fig. 1a): larghezza media = 115 m, lunghezza massima lungo il pendio = 200 m, spessore = 6-8 m, volume = 150–200 mila m³. Dopo l'attivazione la velocità si è mantenuta attorno a pochi centimetri al giorno, portando alla formazione di una evidente nicchia di distacco e all'ingombro della strada che passa alla base dell'area (Fig. 1d). Un primo intervento nel 2022 è consistito nella profilatura del pendio (Fig. 1e) e nell'esecuzione di trincee drenanti, riducendo in modo consistente la velocità dei movimenti. Grazie ai dati raccolti con alcuni inclinometri e piezometri, si è poi ricostruito il quadro geologico-geotecnico e si sono progettati alcuni interventi di rinforzo strutturale. In questo contesto, gli ancoraggi passivi intelligenti strumentati con DFOS sono stati ritenuti la soluzione migliore per la loro rapidità di installazione e un buon rapporto costo/benefici.

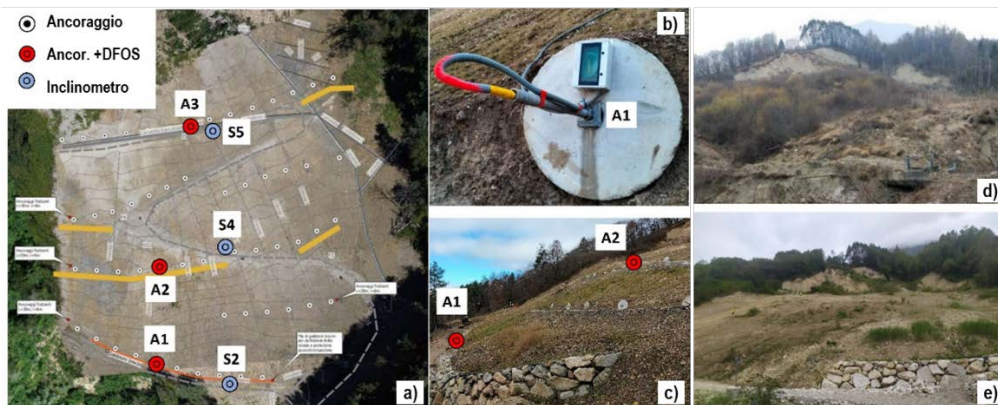


Fig 1. a) Vista dell'area di frana e della posizione degli interventi, dei sondaggi attrezzati con inclinometri e degli ancoraggi intelligenti; b) Piastra dell'ancoraggio A1; c) Profilo del versante dopo gli interventi; d) ed e) Vista frontale dell'area pre- e post-intervento del 2022.

Si sono installati 42 ancoraggi composti disposti su 5 file (Fig. 1a), inclinati di $15^{\circ} \div 20^{\circ}$, con lunghezza media è di 30 m e con una porzione minima di 8 m nel substrato stabile. La barra cava ha diametro esterno di 76 mm e contiene 4 trefoli da 6". Tre ancoraggi (A1, A2, A3) sono equipaggiati con DFOS del tipo BRUSens® V9 (Solifos) per la misura della deformazione: il cavo entra ed esce dalla barra così da consentire una modalità di lettura del tipo double-end. Esternamente, i 3 DFOS sono collegati tra loro con una fibra di sola trasmissione, più economica, a creare un unico circuito chiuso, che è interrogato alla postazione A1, vicina alla strada e facilmente accessibile. Infine, il rinforzo A1 è strumentato anche con un cavo BRUSens® DTS STL PA, utile per eseguire la compensazione termica delle misure di deformazione.

A differenza di altre applicazioni sperimentali (Monsberger e Lienhart, 2019), la presenza della cavità e dei trefoli offre il vantaggio di integrare agevolmente i DFOS, adattando facilmente la fibra alla lunghezza della barra, che a sua volta è scelta durante la sua installazione in funzione della profondità del substrato resistente. L'installazione è facilitata dall'inserimento dei trefoli che permettono di spingere la fibra nella cavità anche se è già presente la malta di perforazione: i cavi ottici sono legati ai trefoli e, a loro volta, legati insieme tra loro mediante appositi distanziatori. Va posta accurata attenzione alla protezione della curva che il cavo ottico deve compiere in fondo alla barra per poter ritornare all'imboccatura: tale porzione di cavo deve essere protetta per evitare pieghe che la danneggerebbero in fase di installazione. Una volta inseriti nella cavità, trefoli e DFOS sono cementati con una malta iniettata attraverso un tubo centrale, anch'esso inserito nella cavità con i trefoli. Un aspetto critico del processo di installazione consiste nel garantire l'integrità nel tempo dei connettori terminali della fibra, posti esternamente alle barre e pertanto a rischio di danneggiamento. A tal proposito si sono disposte apposite scatole con grado di protezione IP67, in ciascuna delle quali sono stati alloggiati le bretelle

terminali (Fig. 1b). I cavi sono interrogati con un Analizzatore nel Dominio della Frequenza Ottica (BOFDA) di Brillouin, che con la configurazione a loop assicura un passo di lettura di 20 cm (media di un dato ottenuto ogni 5 cm). L'accuratezza di misura dichiarata per la deformazione e la temperatura è rispettivamente pari a $2 \mu\epsilon$ e 0.1°C .

3. Caso studio: intervento eseguito a Frana Paradisi

A cause delle frequenti piogge dell'autunno 2023 l'ancoraggio A1 è stato installato il 5/10/2023, mentre per gli altri due (A2 e A3) si è dovuto attendere il 27/10/2023. Inoltre, la rottura dei connettori, poi riparati, ha impedito di effettuare la misura con i DFOS non appena terminata l'installazione. Il 5/10/2023 si è misurato solo il cavo in A1, il 14/12/2023 solo i cavi in A1 e A2; solo dal 18/01/2024 è stato possibile acquisire dati utili di tutti e tre gli ancoraggi. Infine, anche la fibra DTS si è danneggiata durante i lavori e si sono perse alcune misure di temperatura. I dati della temperatura dell'ancoraggio A1 non sono comunque qui presentati per brevità.

Prima di illustrare i risultati del monitoraggio con DFOS, si commentano i dati di spostamento rilevati con le tre catene inclinometriche installate in S2, S4 e S5 (Fig. 1a), rispettivamente composte da 3 (S2) o 5 (S4 e S5) sensori posizionati a diverse profondità. Lo spostamento è calcolato considerando ogni sensore collegato a una barra rigida lunga 0.5 m (Fig. 2).

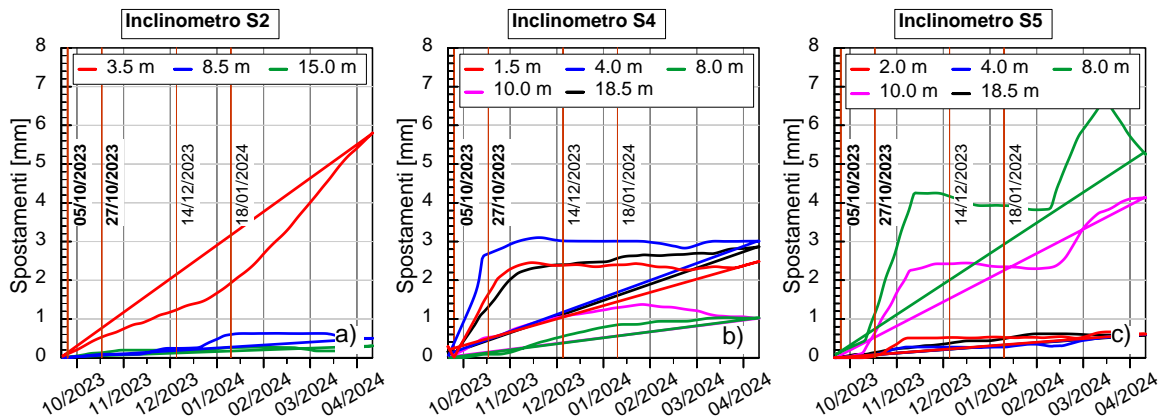


Fig 2. Evoluzione degli spostamenti misurati nelle catene inclinometriche.

Si osserva che gli spostamenti hanno evoluzioni diverse nel tempo e nello spazio, ma comunque i valori raggiunti sembrano tendere a un valore stazionario o comunque di piccolo valore. La postazione S2 mostra movimenti in progressione solo nei primi metri. Nella postazione centrale si sono registrati movimenti a ottobre-novembre 2023, ma poi la velocità si è quasi azzerata. Infine, S5 indicato spostamenti rilevanti concentrati nei mesi di ottobre-novembre 2023 e febbraio-marzo 2024, in particolare alle profondità di 8,0 m e 10,0 m.

Le Fig. 3 e 4 mostrano le deformazioni rilevate negli ancoraggi strumentati durante le varie sessioni di misura. Avendo il cavo a loop, il profilo di deformazione è sempre doppio (up-down e down-up): distribuzioni per il ramo ascendente e discendente simili testimoniano che non ci sono deformazioni flettenti rilevanti. Qualche differenza, comunque piccola, si osserva in prossimità nella porzione di barra fuori dal terreno, dove non sono trascurabili effetti quali il peso della piastra e la temperatura.

La misura di riferimento per A1 risale al 5/10/2023 quando la malta cementizia era in via di indurimento. Malgrado una misura di riferimento presa in questo modo può non essere affidabile (non sono noti gli effetti dell'indurimento sulla temperatura e sulle deformazioni), si mostrano appositamente le successive misure riferite alla prima. Infatti, dato che le deformazioni con i DFOS sono determinate per differenza rispetto una configurazione di riferimento, è bene sottolineare come la scelta della misura di riferimento sia determinante anche per l'interpretazione delle misure successive. La misura successiva è datata 14/12/2023: essa è la 2° misura per A1, mentre risulta lettura di riferimento per A2, purtroppo eseguita

dopo 48 giorni dalla sua installazione. A quella data non è stato possibile effettuare la misura in A3, per il quale la lettura di riferimento risale solo a gennaio 2024, 83 giorni dopo l'installazione.

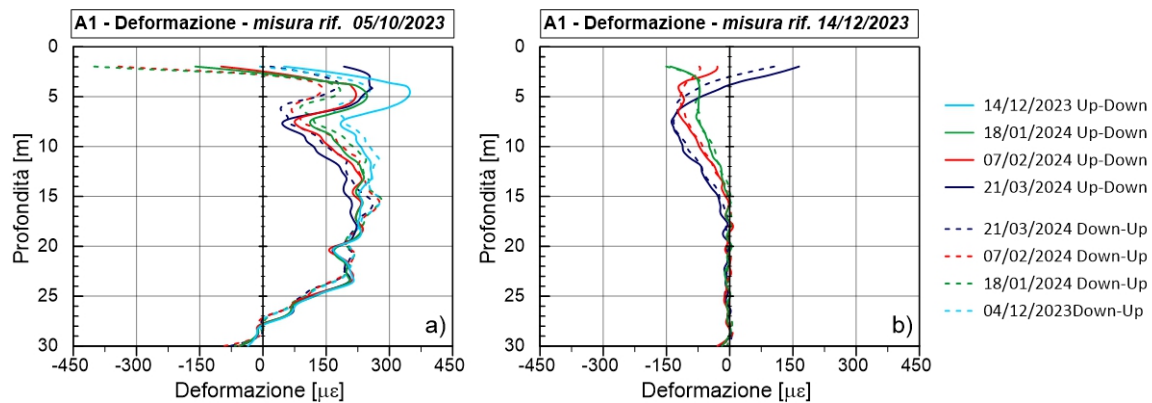


Fig 3. Evoluzione dei profili di deformazione nell'ancoraggio A1, calcolate con diversa lettura di riferimento.

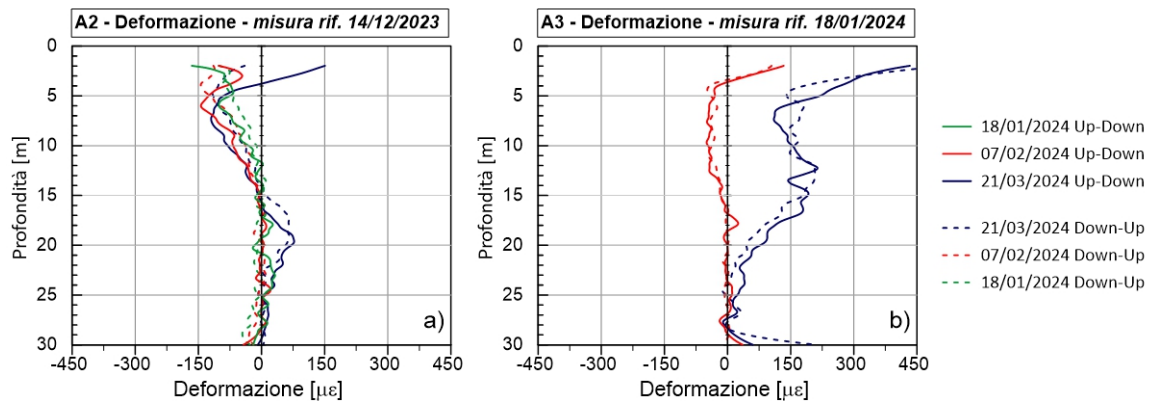


Fig 4. Evoluzione dei profili di deformazione negli ancoraggi strumentati A2 e A3.

4. Discussione

Le deformazioni misurate nelle barre sono modeste rispetto a quanto osservato nel 2° caso studio prima citato. Questo può essere dovuto al poco tempo trascorso, alla relativa lentezza dei movimenti pre-intervento e al fatto che qui gli ancoraggi sono presenti in numero elevato.

L'ancoraggio A1 presenta una trazione di circa 200 $\mu\epsilon$ lungo quasi l'intera barra (Fig. 3a), ad eccezione del tratto più profondo di circa 10m, dove la barra resiste a sfilamento. Questa trazione viene imposta all'applicazione della piastra (novembre 2023), che viene leggermente spinta contro il pendio stringendo il dado di serraggio. Successivamente, la barra si è scaricata quasi globalmente, ad eccezione dei 10 m più esterni, dove aumenta la trazione, forse per effetto di un movimento relativo barra-terreno. Questo funzionamento è più evidente in Fig. 3b, dove le deformazioni sono ricalcolate rispetto la lettura del 14/12/2023. Infine, la porzione più esterna (circa 5 m) ha variazioni importanti forse dovute al cambio delle temperature esterne.

Il profilo osservato all'ancoraggio A2 (Fig. 4a) è simile a quello di A1 riportato in Fig. 3b, in quanto il riferimento è stata preso al 14/12/2023, perdendo la pre-trazione e documentando solo il processo di detensionamento. Una lieve attivazione di osserva nel rilievo di marzo 2024 a circa 20 m dalla testa.

Infine, l'ancoraggio A3 (Fig. 4b), rispetto la lettura di riferimento di gennaio 2024, tra febbraio e marzo 2024 ha sviluppato una trazione che raggiunge i 150 $\mu\epsilon$ nei 20 m più esterni.

I risultati presentati sono preliminari e non è possibile trarre conclusioni definitive. Ciononostante, livelli di deformazione così bassi abbinati a velocità di spostamento piccole indicano che l'intervento di è adeguato e che si mantiene ben lontano dalle condizioni limite.

5. Conclusioni

Questo studio illustra come tecnologie di monitoraggio innovative possano essere integrate ad elementi strutturali e acquisire informazioni utili alla comprensione del loro comportamento. Si sono illustrati e commentati i risultati ancora parziali raccolti in una frana attiva dove è stato realizzato un intervento con ancoraggi compositi per impedirne la progressione cinematica del movimento. Incorporando i DFOS all'interno di alcuni ancoraggi, è stato possibile monitorare l'evoluzione della trazione nel tempo e lungo il loro profilo. I risultati ottenuti finora si sono dimostrati promettenti, suggerendo la potenziale efficacia degli ancoraggi compositi smart per valutare la loro stessa efficacia. È comunque necessario prolungare l'indagine per confermare l'affidabilità e la robustezza del sistema di monitoraggio, nonché la sua idoneità a valutare le prestazioni a lungo termine di questi ancoraggi. Infine, questi strumenti possono essere funzionali all'applicazione del metodo osservazionale, cioè nell'ottica di poter integrare l'intervento già realizzato con altri ancoraggi, qualora, in base alle osservazioni raccolte si rilevassero non sufficienti a bloccare completamente il movimento. Questo, naturalmente, dovrebbe essere fatto prima di raggiungere le condizioni limite degli ancoraggi stessi.

Ringraziamenti

Lo studio è inserito come caso di apprendimento nel progetto PNRR RETURN. Gli autori ringraziano anche la Provincia di Belluno per aver dato la possibilità di strumentare la frana Paradisi e installato la strumentazione qui descritta.

Bibliografia

- Bisson A., Cola S., Baran P., Zydrón T., Gruchot A.T., Murzyn R., (2016). Passive composite anchors for landslide stabilization: an Italian-Polish research program. 12th IS on Landslides. doi: 10.1201/b21520-44.
- Brezzi L., Bisson A., Pasa D., Cola S., (2021). Innovative passive reinforcements for the gradual stabilization of a landslide according with the observational method, *Landslides* 18, 2143–2158 (2021).
- Brezzi L., Schenato L., Giacomo T., Tchamaleo Pangop F.C., Fabbian N., Bisson A., Cola, S. (2022). Strain development measured with DFOS in experimental passive anchors used for landslide stabilization. 11th IS on Field Monitoring in Geomechanics. <https://www.issmge.org/publications/publication/strain-development-measured-with-dfos-in-experimental-passive-anchors-used-for-landslide-stabilization>
- Brezzi L., Schenato L., Cola S., Fabbian N., Chemello P., Simonini P. (2023). Smart monitoring by fiber-optic sensors of strain and temperature of a concrete double arch dam. CNRIG 2023. Springer Series in Geomechanics and Geoengineering. doi:10.1007/978-3-031-34761-0_20.
- Cola S., Bersan S., Michielin E., Tchamaleu Pangop F.C., Simonini P., Schenato L., Palmieri L., Bergamo O. (2019). On distributed strains in a CFA pile via DFOSs measurements and numerical analysis, XVII ECSMGE Reykjavik, doi: 10.32075/17ECSMGE-2019-0717.
- Cola S., Schenato L., Brezzi L., Tchamaleu Pangop F.C., Palmieri L., Bisson A. (2019). Composite anchors for slope stabilisation: monitoring of their in-situ behaviour with optical fibre, *Geosciences* 2019, 9, 240.
- Fabbian N., Simonini P., De Polo F., Schenato L., Cola S. (2024). Temperature monitoring in levees for detection of seepage. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 83(2), 1-12.
- Monsberger C.M., Lienhart W., (2019). Design, testing, and realization of a distributed fiber optic monitoring system to assess bending characteristics along grouted anchors, *J. Light. Technol.* 37, 4603–4609.
- Monsberger C.M., Lienhart W. (2021). Distributed fiber optic shape sensing along shotcrete tunnel linings: Methodology, field applications, and monitoring results. *Journal of Civil Structural Health Monit.*, 11, 337-350.
- Schenato L., Fabbian N., Dalla Santa G., Simonini P., De Polo F., Tedesco G., Marcato G., Cola, S. (2022). Distributed optical fiber sensors for the soil temperature measurement in river embankments. 2022 IEEE IS on Measurements & Networking, 1-6. 10.1109/MN55117.2022.9887664
- Siwowski T., Rajchel M., Howiacki T., Sieńko R., Bednarski Ł. (2021). Distributed fibre optic sensors in FRP composite bridge monitoring: Validation through proof load tests. *Engineering Structures*, 246, 113057.
- Zhu H. H., Shi B., Zhang L., Ye X. (2021). Fiber Optic Monitoring and Forecasting of Reservoir Landslides. *IW on Civil Structural Health Monitoring*, 1-13. Cham: Springer International Publishing.



UN MACROELEMENTO PER PALIFICATE POSTE SU TERRENI PURAMENTE COESIVI

Matteo Corigliano
Politecnico di Milano
matteo.corigliano@polimi.it

Matteo Zerbi
Politecnico di Milano
matteo.zerbi@polimi.it

Luca Flessati
Technische Universiteit Delft
l.flessati@tudelft.nl

Claudio di Prisco
Politecnico di Milano
claudio.diprisco@polimi.it

Sommario

La valutazione del comportamento meccanico di fondazioni su pali è un problema di fondamentale importanza, in particolare quando si considerano carichi inclinati ed eccentrici. In questo contributo viene proposto un metodo semplificato per la valutazione degli spostamenti indotti da carichi monotoni su palificate, che tenga conto dell'accoppiamento platea-pali-terreno. L'approccio si basa sulla definizione di una legge costitutiva generalizzata ("macroelemento"), formulata nel quadro dell'elastoplasticità incrudente. La capacità predittiva del modello è valutata confrontando i risultati con quelli ottenuti impiegando un codice di calcolo agli elementi finiti ed eseguendo una serie di analisi numeriche tridimensionali su di una palificata posta su uno strato omogeneo di argilla sovraconsolidata e assumendo che il terreno si comporti in condizioni non drenate.

1. Introduzione

I macroelementi sono leggi costitutive generalizzate che legano le azioni agenti su una struttura con i corrispondenti spostamenti generalizzati. Negli ultimi decenni, questi modelli hanno guadagnato una crescente popolarità nella risoluzione di complessi problemi di interazione terreno-struttura (SSI), in quanto riescono a simulare il comportamento del sistema sotto azioni di carico combinate con un onere computazionale trascurabile.

A partire dalla formulazione di Nova & Montrasio (1991), sviluppata per riprodurre il comportamento di una fondazione nastriforme sottoposta a carico monotono, l'approccio è stato esteso (di Prisco et al., 2003, Pisanò et al., 2016) ed applicato ad altri problemi di interazione terreno struttura (di Prisco et al., 2020, Flessati et al., 2023).

Negli ultimi anni, diversi gruppi di ricerca hanno iniziato a sviluppare macroelementi in grado di simulare il comportamento di gruppi di pali (Gorini & Callisto, 2024 e Iodice et al., 2024) considerando

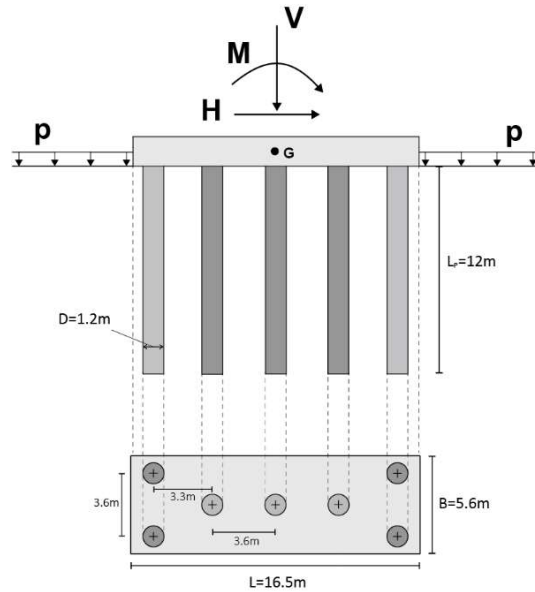


Fig. 1 Geometria del sistema di fondazione.

la platea non interagente con il terreno. In questo contributo è proposto un primo esempio di macroelemento per fondazioni su pali sottoposte a carico combinato monotonamente crescente, in grado di tenere in considerazione l'accoppiamento platea-pali-terreno. In §2 è brevemente descritto il modello, in §3 i risultati del modello sono confrontati con quelli ottenuti, in relazione alla fondazione (Fig.1) di un ponte esistente posta su uno strato di argilla sovraconsolidata, utilizzando un codice di calcolo agli elementi finiti (Corigliano et al., 2023).

2. Modello

La legge costitutiva generalizzata, qui di seguito brevemente descritta, assume come variabili di carico il carico verticale (V), il carico orizzontale (H) e il momento (M). Infatti, essa è definita per valutare la risposta del sistema sotto l'azione di un sistema di forze piano. Il modello matematico è formulato in termini di forze generalizzate adimensionali \mathbf{Q} e di spostamenti generalizzati coniugati \mathbf{q} (da Nova & Montrasio, 1991):

$$\mathbf{Q} = \begin{Bmatrix} \xi \\ h \\ m \end{Bmatrix} = \frac{1}{V_C} \begin{Bmatrix} V \\ H/\mu \\ M/(\psi B) \end{Bmatrix} \quad (1)$$

$$\mathbf{q} = \begin{Bmatrix} \eta \\ \epsilon \\ \zeta \end{Bmatrix} = V_C \begin{Bmatrix} v \\ \mu u \\ \psi B \theta \end{Bmatrix} \quad (2)$$

ove V_C è il carico limite verticale, μ e ψ sono parametri costitutivi adimensionali mentre v , u e θ sono rispettivamente lo spostamento verticale, lo spostamento orizzontale e la rotazione del centro della platea (G) (Fig.1). In Fig.2 è rappresentato il sistema di riferimento per le variabili generalizzate.

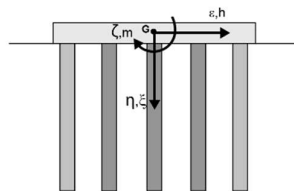


Fig. 2 Sistema di riferimento della fondazione su pali (variabili statiche e cinematiche generalizzate).

Il modello costitutivo, elasto-plastico incrudente, assume: (i) una superficie di snervamento iniziale non nulla (“nucleo elastico”), per tenere conto della reversibilità della risposta meccanica del sistema per bassi valori di carico, (ii) una superficie di plasticità non omotetica rispetto al dominio di interazione e (iii) una legge di flusso non associata.

La relazione incrementale:

$$d\mathbf{Q} = \underline{\mathbf{C}}d\mathbf{q}, \quad (1)$$

ove $\underline{\mathbf{C}}$ rappresenta la matrice di cedevolezza del sistema, è ottenuta imponendo:

(i) l’additività degli incrementi di spostamento generalizzati:

$$d\mathbf{q} = d\mathbf{q}^{el} + d\mathbf{q}^{pl}, \quad (2)$$

(ii) una matrice di cedevolezza elastica non diagonale:

$$\underline{\mathbf{C}}^{el} = \begin{bmatrix} k_{\xi} & 0 & 0 \\ 0 & k_h & k_{hm} \\ 0 & k_{mh} & k_m \end{bmatrix}, \quad (3)$$

(iii) una superficie di rottura (F) coincidente con il dominio di interazione definito in Corigliano et al., 2024:

$$F(\mathbf{Q}) = \left(\frac{\xi}{A} + 1\right)(\xi - 1) + (h + m)^2 = 0 \quad (4)$$

(iv) una superficie di plasticità (f):

$$f(\mathbf{Q}, \rho_c) = \left(\frac{\xi}{A} + 1\right)(\xi - \rho_c) + \frac{1}{\beta}(h + m)^2 = 0 \quad (5)$$

ove $A=V_T/V_C$ con V_T capacità portante della fondazione soggetta a carico verticale negativo, ρ_c e β variabili di incrudimento,

(v) due leggi di incrudimento tra loro accoppiate:

$$\frac{d\rho_c}{d\mathbf{q}} = \frac{(1 - \rho_c)^2}{(1 - \rho_{c_0})^2} \frac{R_0}{V_c^2} \begin{bmatrix} 1 \\ 1/\mu \\ 1/\psi \end{bmatrix} \quad (6)$$

$$\beta(\rho_c) = \frac{(1 - \beta_0)}{(1 - \rho_{c_0})}(\rho_c - \rho_{c_0}) + \beta_0 \quad (7)$$

essendo R_0 un parametro costitutivo del modello, mentre ρ_{c_0} e β_0 sono i valori iniziali delle variabili di incrudimento

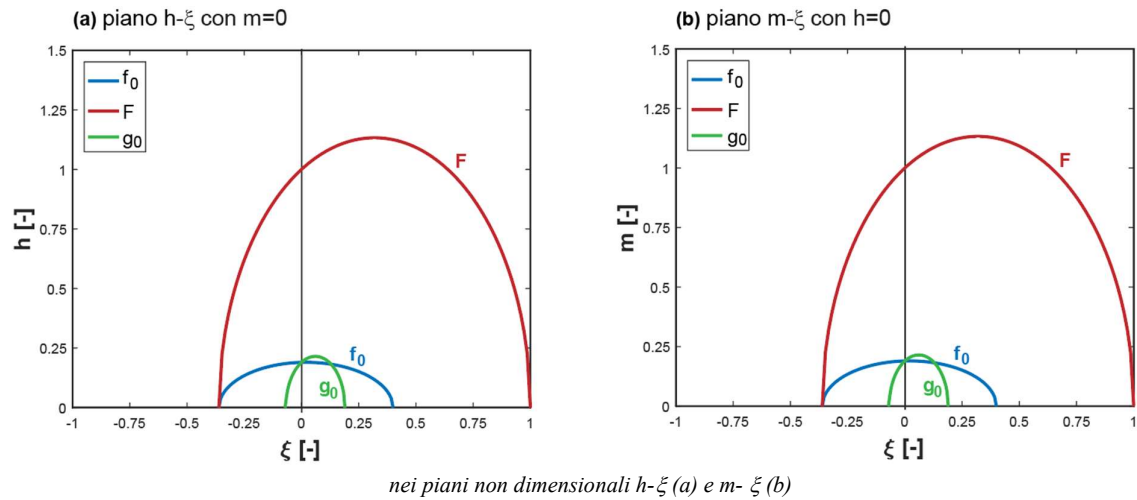
(vi) un potenziale plastico definito in analogia alla superficie di snervamento.:

$$g(\mathbf{Q}, \rho_c) = \left(\frac{\xi}{A} + \rho_g\right)(\xi - \rho_g) + (h + m)^2 = 0. \quad (8)$$

Le espressioni utilizzate per F, f e g definiscono luoghi aperti definiti nelle variabili di carico generalizzate e valide unicamente per percorsi di carico con h ed m concordi.

In Fig. 2 è riportata una rappresentazione di F, f e g ove f_0 e g_0 indicano rispettivamente la superficie

di snervamento iniziale e il potenziale plastico iniziale.



3. Calibrazione del modello

La legge costitutiva proposta è stata calibrata a partire dai risultati ottenuti mediante analisi numeriche push over agli elementi finiti sulla fondazione di Fig.1. I percorsi di carico imposti sono stati di due tipi: (i) variazione (positiva o negativa) monotona di V sino a rottura, (ii) incremento di V fino ad un valore di 25MN o 50MN e successiva applicazione di M e H mantenendo costante il rapporto $M/H=16.5m$. In Fig.4 è riportato il confronto tra risultati FEM e previsioni del modello nel piano $V-v$ per i percorsi (i). In Fig.5 è riportato il confronto tra risultati FEM e previsioni del modello nei piani $H-u$ e $M-\theta$ per i percorsi di carico (ii).

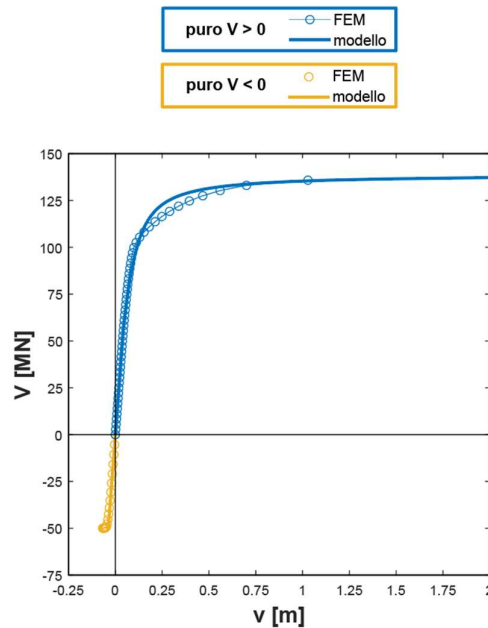


Fig. 4 Confronto tra risultati FEM e modello proposto per i percorsi di carico puramente verticale.

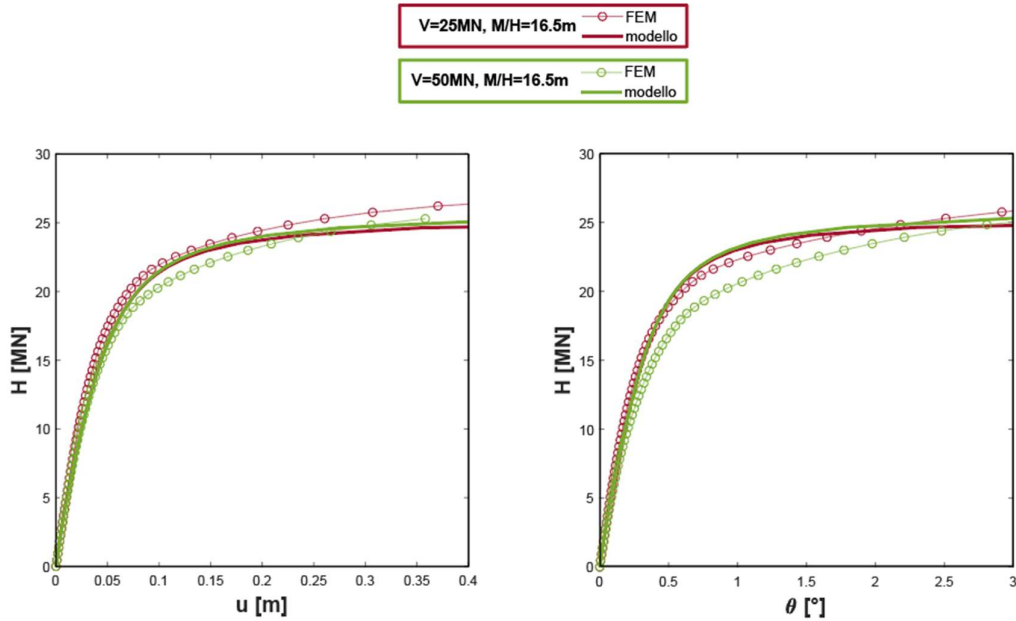


Fig. 5 Confronto tra risultati FEM e modello proposto per i percorsi di carico combinato.

Il modello riproduce in modo soddisfacente i dati FEM (Fig.4-5) ed in particolare, l'accoppiamento tra le componenti di carico considerate (Fig.5).

V_C [MN]	V_T [MN]	R_0 [kN/m]	ρ_{c0} [-]	β_0 [-]	μ [-]	ψ [-]	k_ξ [-]	k_h [-]	k_m [-]	$k_{mh}=k_{hm}$ [-]
138	50	2000	0.4	0.09	0.46	0.26	0.07	0.17	0.2	-0.04

Tab. 1 Parametri del modello.

I parametri del modello V_C , V_T , μ e ψ sono stati ottenuti come in Corigliano et al. 2024, R_0 attraverso una prova di pura compressione, mentre ρ_{c0} e β_0 e i termini della matrice di rigidezza attraverso prove di carico-scarico (l'ordine di grandezza dei termini della matrice di rigidezza è paragonabile a quello dei valori ottenuti impiegando Gazetas, 1991).

Gli autori hanno inoltre analizzato come la variazione di geometria induca una variazione dei parametri costitutivi del macroelemento. Per brevità, i risultati ottenuti non sono discussi all'interno di questa memoria, ma essi hanno permesso di meglio comprendere come pali, platea e terreno interagiscano fra di loro.

4. Conclusioni

In questo contributo si propone un macroelemento per fondazioni su pali in grado di tenere in considerazione l'accoppiamento platea-pali-terreno. Il macroelemento è elastoplastico inelastico ed è utilizzato dagli autori in modo euristico, cioè come strumento conoscitivo ed interpretativo nella risposta meccanica del sistema. Infatti, la discussione delle ipotesi introdotte per definire la legge costitutiva ha:

(i) permesso di individuare un nucleo elastico iniziale, funzione della geometria della palificata e delle caratteristiche meccaniche delle interfacce, (ii) suggerito di disaccoppiare la forma della superficie di plasticità da quella del dominio di interazione, (iii) definire una opportuna legge di inelastificazione.

L'utilizzo del modello richiede un onere computazionale trascurabile e riproduce in modo molto soddisfacente i risultati ottenuti attraverso analisi agli elementi finiti.

Bibliografia

- Nova R., Montrasio L. (1991). Settlements of shallow foundations on sand. *Géotechnique*, 41, n. 2, 243–256.
- Gazetas, G. (1991). Formulas and charts for impedances of surface and embedded foundations. *Journal of geotechnical engineering*, 117(9), 1363-1381.
- di Prisco C., Nova R., Sibilìa A. (2003). Shallow footings under cyclic loading: experimental behaviour and constitutive modelling. *Geotechnical analysis of seismic vulnerability of historical monuments*. Pàtron, 99-122.
- Pisanò, F., Flessati, L., & Di Prisco, C. (2016). A macroelement framework for shallow foundations including changes in configuration. *Géotechnique*, 66(11), 910-926.
- di Prisco, C.G., Flessati, L., & Porta, D. (2020). Deep tunnel fronts in cohesive soils under undrained conditions: a displacement-based approach for the design of fibreglass reinforcements. *Acta geotechnica*, 15, 1013-1030.
- Flessati, L., di Prisco, C., Corigliano, M., & Mangraviti, V. (2023). A simplified approach to estimate settlements of earth embankments on piled foundations: the role of pile shaft roughness. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 27(1), 194-214.
- Gorini, D. N., & Callisto, L. (2023). A multiaxial inertial macroelement for deep foundations. *Computers and Geotechnics*, 155(1).
- Corigliano, M., Flessati, L., Bongio, P., D'Angelantonio, M., & di Prisco, C. G. (2023). Numerical push-over analysis of a bridge piled foundation: geotechnical and structural verification. *Rivista Italiana Di Geotecnica*, 57(2), 3–15.
- Iodice, C., Iovino, M., Di Laora, R., de Sanctis, L., & Mandolini, A. (2024). A strain-hardening macro-element model for pile groups under vertical–horizontal-moment loading. *Acta Geotechnica*.
- Corigliano, M., Flessati, L., Marveggio, P., & di Prisco, C. G. (2024). Numerical study and theoretical interpretation of the role of rafts in piled foundations on cohesive soils. Under review



**EFFETTI DELLO SCAVO MECCANIZZATO DI GALLERIE SU LINEE
FERROVIARIE DI SUPERFICIE**

Di Sandro Antonio
Systra S.p.A.
adisandro@systra.com

Oss Andrea
Systra S.p.A.
aoss@systra.com

Modoni Giuseppe
Università degli studi di Cassino e del Lazio Meridionale
modoni@unicas.it

Iasiello Cosimo
Consorzio Hirpinia A.V.
c.iasiello@hirpiniaorsara-av.it

1. Sommario

In Italia, l'ammodernamento delle infrastrutture nei centri abitati sta portando a un'occupazione molto intensiva del sottosuolo con gallerie e opere in sotterraneo. L'aumento del numero e della varietà delle intersezioni con le infrastrutture di superficie e in sotterraneo e le elevate prestazioni richieste dalle norme moderne (ad esempio le ferrovie ad alta velocità), pongono particolare rilevanza alla previsione degli effetti (sollecitazioni, movimenti, distorsioni) e, più in generale, alla vulnerabilità e alla funzionalità dei sistemi coinvolti. Data la complessità determinata dalla concomitanza di fattori quali le caratteristiche geometriche e meccaniche delle strutture coinvolte, la risposta meccanica del sottosuolo e le tecniche costruttive, si adottano spesso soluzioni semplificate per la valutazione di questi effetti. La letteratura offre numerosi studi che forniscono una descrizione geometrica dei bacini di subsidenza del terreno in campo libero determinati dalla realizzazione di gallerie e della sua correlazione con il danneggiamento degli edifici. D'altra parte, sono pochi gli studi che correlano la subsidenza indotta dalla realizzazione di gallerie agli effetti sulle infrastrutture ferroviarie di superficie.

Lo scopo di questo lavoro è quello di analizzare gli effetti dello scavo meccanizzato di gallerie sulla deformazione dei binari delle ferrovie di superficie e fornire alcune regole sui limiti stabiliti per la progettazione. E' stato così effettuato uno studio parametrico variando la copertura della galleria e l'angolo tra la futura galleria e l'infrastruttura esistente. A titolo di generalità, lo studio riguarda terreni sabbiosi e argillosi e i risultati sono riassunti con grafici.

Nel dettaglio, per ogni tipologia di terreno è stato considerato un rapporto tra la copertura della galleria (C) e il diametro della galleria (D) variabile da 0.50 a 2.00, considerando un diametro di 10.00m della galleria. In ognuno di questi casi viene simulata la realizzazione della galleria attraverso la modellazione delle fasi costruttive in più sezioni trasversali all'asse della stessa, partendo da diversi valori di pressioni applicate al fronte dalla TBM, che incidono sulla contrazione della cavità e che quindi influenzano lo svilupparsi dei cedimenti anche nelle fasi successive. Poi, avendo a disposizione l'andamento dei cedimenti nelle sezioni trasversali e alcuni valori dei cedimenti nella sezione longitudinale vengono calibrati i valori dei parametri che descrivono la geometria del bacino di subsidenza tridimensionale, secondo la formulazione proposta da Attewell & Woodman (1982).

Infine, per ognuna di queste sotto-condizioni, in cui è nota la geometria del bacino di subsidenza tridimensionale, si analizzano casi in cui c'è un differente angolo di incidenza planimetrica tra l'asse della galleria e l'asse della linea ferroviaria superficiale (90°, 45° e 0°) così da poter valutare la deformazione tridimensionale dei binari in termini di sghebo.

2. Modello geotecnico di sottosuolo

Nel presente studio sono stati analizzati tipologie di terreno aventi caratteristiche granulometriche e meccaniche differenti, sabbie mediamente addensate e argille normal-consolidate, così da poter cogliere le principali differenze in termini di cedimenti superficiali indotti dallo scavo meccanizzato di gallerie.

I due set di materiali consolidati costituiscono il primo dato di input dei modelli numerici sviluppati nell'analisi parametrica condotta, in cui si è assunto un modello costitutivo dei terreni "Hardening Soil – HS" implementato nel software di calcolo bidimensionale PLAXIS 2D. Nei paragrafi che seguono si riportano i valori dei parametri che descrivono il suddetto modello costitutivo.

2.1 Sabbia mediamente addensata

Di seguito si riportano i parametri che descrivono il modello costitutivo Hardening Soil per una sabbia mediamente addensata:

γ	c	φ	E_{50}	E_{oed}	E_{ur}	ν_{ur}	p_{ref}	m	K_0
[kN/m ³]	[kPa]	[°]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[-]	[kPa]	[-]	[-]
20.00	0.00	34.00	30.00	30.00	90.00	0.20	100.00	0.50	0.44

Tab 1. Parametri modello costitutivo "Hardening Soil" – Sabbia mediamente addensata

2.2 Argilla normal-consolidata

Di seguito si riportano i parametri che descrivono il modello costitutivo Hardening Soil per un'argilla normal-consolidata:

γ	c	φ	c_u	E_{50}	E_{oed}	E_{ur}	ν_{ur}	p_{ref}	m	K_0
[kN/m ³]	[kPa]	[°]	[kPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[-]	[kPa]	[-]	[-]
18.00	5.00	22.00	-	25.00	25.00	75.00	0.20	100.00	1.00	0.63

Tab 2. Parametri modello costitutivo "Hardening Soil" – Argilla normal-consolidata

3. Stima del volume perso al fronte

Nei modelli numerici viene considerato l'effetto della pressione applicata al fronte mediante una perdita di volume perso in corrispondenza del fronte stesso, questo sfruttando formulazioni che correlano la pressione al fronte con il volume perso nella cavità.

In questa fase costruttiva si considera la presenza dello scudo metallico della TBM, avente un modello costitutivo elastico e di spessore equivalente di 6.00 cm.

3.1 Terreni granulari

Nel caso di terreni granulari viene sfruttata la formulazione proposta da X. Hu et al. (2021):

$$V_{tunnel,loss} = \alpha \frac{LF}{1-LF} (0.1 + \exp(-0.6 * \frac{C}{D})) \quad (1)$$

In cui α è un parametro che tiene conto della densità relativa D_r della sabbia, che è stata assunta essere pari al 60% e a cui corrisponde un valore di α pari a 0.18. Mentre il Load Factor (LF) è parametro adimensionale che tiene conto della pressione al fronte e definito nel seguente modo:

$$LF = \frac{\sigma_{zz-initial} - P_t}{\sigma_{zz-initial} - P_c} \quad (2)$$

In cui $\sigma_{zz-initial}$ è la tensione verticale alla profondità della calotta nelle condizioni geostatiche, P_t è la pressione applicata al fronte e P_c è la pressione al fronte relativa all'instabilità dello stesso e valutata con la formulazione proposta da Anagnostou & Kovari.

3.2 Terreni coesivi

Nel caso di terreni coesivi viene sfruttata la formulazione di Macklin (1999) che è riportata nello studio di M. N. Vu et al. (2017):

$$V_{L,f} = 0.23e^{4.4LF} \quad (3)$$

In cui i parametri geometrici dello scavo e di pressione al fronte rientrano nel parametro LF, definito da O'Reilly (1988) nel seguente modo:

$$LF = N / N_{TC} \quad (4)$$

In cui N è il numero di stabilità del fronte e N_C è il numero di stabilità del fronte relativo alla condizione di instabilità, entrambi funzione dei parametri di resistenza e della geometria di scavo; questi due parametri sono definiti secondo le formulazioni di Mair et al. (1982) e O'Reilly (1988).

Nel caso di terreni coesivi la pressione minima per garantire la stabilità del fronte è stata valutata attraverso la formulazione proposta da Jancsecz e Steiner (1994).

4. Iniezione della malta cementizia

La successiva fase costruttiva implementata nei modelli numerici bidimensionali è relativa all'iniezione della malta cementizia nel gap tra rivestimento definitivo e cavità. Questa fase è modellata mediante l'applicazione di una pressione radiale alla cavità, avente come valore di pressione di riferimento la pressione minima che garantisce la stabilità del fronte maggiorata del 20%, come proposto da Pelizza et al (2010).

5. Deformazione del rivestimento definitivo

L'ultima fase realizzativa implementata nei modelli numerici bidimensionali tiene conto della deformazione di lungo termine del rivestimento definitivo, costituito da conci prefabbricati in calcestruzzo armato, modellati come un anello con modello costitutivo elastico avente uno spessore equivalente di 40.00 cm.

6. Calibrazione parametri bacino di subsidenza tridimensionale

La formulazione che descrive la geometria tridimensionale del bacino di subsidenza dovuto alla realizzazione di gallerie superficiali in materiali sciolti è quella proposta da Attewell e Woodman (1982):

$$w(x, y) = w_{max} \cdot \exp\left(-\frac{x^2}{2 \cdot i_x}\right) \cdot \left[G\left(\frac{y - y_i}{i_y}\right) - G\left(\frac{y - y_f}{i_y}\right)\right] \quad (5)$$

I cui parametri da calibrare sono i seguenti:

- w_{max} : cedimento massimo in superficie in asse alla galleria;
- i_x : larghezza di inflessione trasversale;
- i_y : larghezza di inflessione longitudinale;
- y_f : distanza tra il fronte della galleria ($y=0$) e il punto di flesso nella direzione longitudinale.

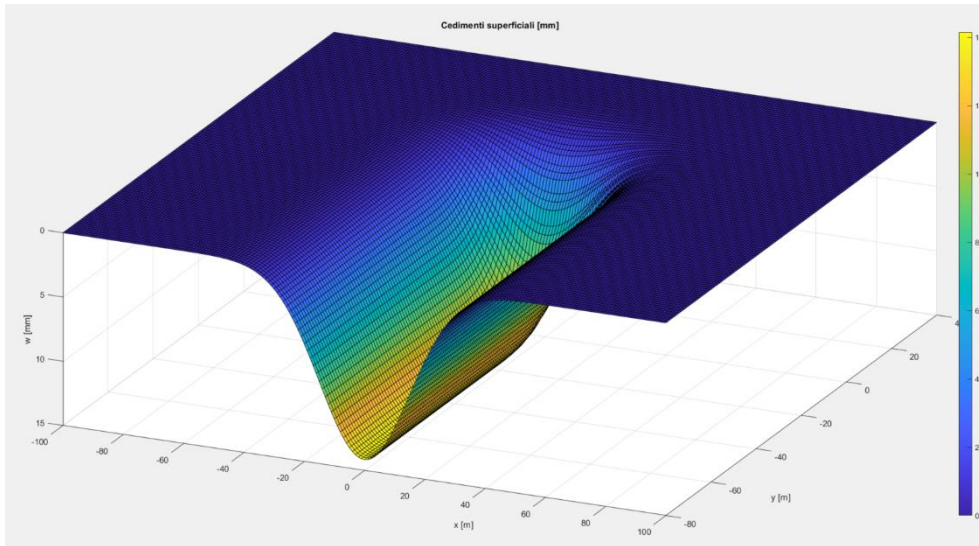


Fig 1. Bacino di subsidenza tridimensionale

Il parametro y_f nella formulazione rappresenta la posizione del fronte, ma nel presente studio viene calibrato per tenere conto degli effetti di preconvergenza della cavità che si manifestano in superficie e in corrispondenza di zone non ancora interessate dallo scavo meccanizzato della galleria.

Questi parametri vengono calibrati a partire dai risultati, in termini di cedimenti superficiali, dei modelli numerici bidimensionali e risultano essere di maggiore interesse:

- l'andamento trasversale dei cedimenti relativo alla deformazione del rivestimento definitivo, che rappresenta la configurazione di cedimenti definitiva della superficie;
- i valori dei cedimenti in asse alla galleria, che risultano essere i massimi relativi alle singole sezioni trasversali a cui appartengono.

Combinando i risultati delle analisi numeriche con le seguenti osservazioni fatte da Attewell e Woodman (1982), permettono di definire la geometria tridimensionale del bacino di subsidenza:

- non si risente dei fenomeni di preconvergenza per distanze dal fronte maggiori e uguali alla profondità dell'asse della galleria;
- si ritiene che i cedimenti siano stabilizzati per distanze dal fronte maggiori e uguali a due volte la profondità dell'asse della galleria.

Queste osservazioni fatte da Attewell e Woodman (1982) si basano sull'analisi dei dati di monitoraggio ottenuti durante la realizzazione di gallerie.

6.1. Calibrazione parametri curva di subsidenza trasversale

In una sezione trasversale la (5) diventa:

$$w(x) = w_{max} \cdot \exp\left(-\frac{x^2}{2 \cdot i_x}\right) \quad (6)$$

Data la formulazione, il cedimento massimo può essere espresso come:

$$w_{max} = \frac{V_{loss,surface}}{\sqrt{2 \cdot \pi \cdot i_x^2}} \quad (7)$$

Mentre per il parametro i_x viene considerata la formulazione di O'Reilly e New (1982):

$$i_x = K \cdot z_0 \quad (8)$$

La calibrazione di questi parametri è condotta relativamente alla sezione trasversale in cui c'è la configurazione finale della deformazione del rivestimento definitivo della galleria.

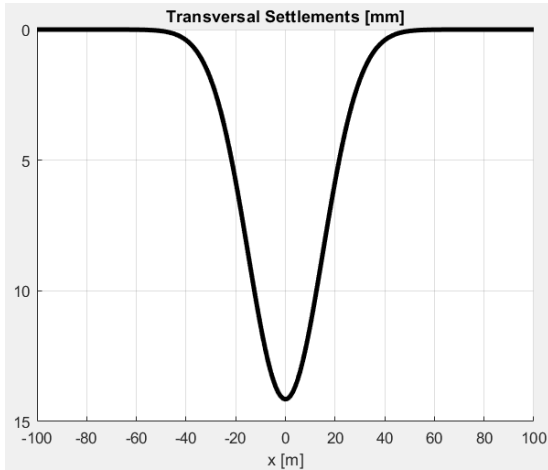


Fig 2. Andamento dei cedimenti in una sezione trasversale

6.2 Calibrazione parametri curva di subsidenza longitudinale

Nella sezione longitudinale passante per l'asse della galleria la (5) diventa:

$$w(y) = w_{max} \cdot \left[G\left(\frac{y - y_i}{i_y}\right) - G\left(\frac{y - y_f}{i_y}\right) \right] \quad (9)$$

In cui G è la funzione cumulata di probabilità di Gauss.

La calibrazione di questi parametri è condotta considerando un numero discreto di valori di cedimenti lungo questa sezione longitudinale risultanti dalle analisi numeriche, combinandoli alle osservazioni fatte da Attewell e Woodman (1982).

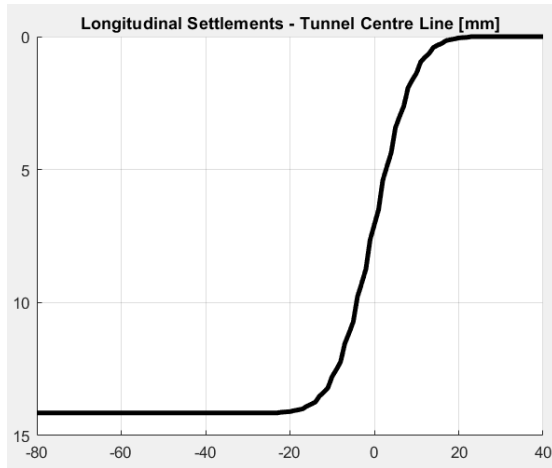


Fig 3. Andamento dei cedimenti in una sezione longitudinale

7. Valutazione della deformazione della linea ferroviaria

Data la natura tridimensionale del fenomeno analizzato è necessario andare a studiare la deformazione dei binari della linea ferroviaria nelle tre dimensioni.

7.1 Sghembo ferroviario

Il parametro che la descrive è lo sghembo γ , che rappresenta la variazione del dislivello trasversale dei due binari su una base di 3.00 m e 9.00 m.

$$\gamma_{3m} = \frac{(h_A - h_B) - (h_C - h_D)}{3.00 \text{ m}} \quad (10)$$

$$\gamma_{9m} = \frac{(h_A - h_B) - (h_C - h_D)}{9.00 \text{ m}} \quad (11)$$

Nella (9) e nella (10) le differenze tra parentesi rappresentano i dislivelli trasversali dei binari in due sezioni trasversali poste a distanze di 3.00m e 9.00m.

7.2 Classi di danno

Come riportato negli standard di qualità geometrica del binario con velocità fino a 300 km/h (R.F.I.) vengono presi come riferimento i livelli di qualità proposti relativamente a linee ferroviarie con velocità di percorrenza comprese tra 200 km/h e 300 km/h, dato che impongono dei valori maggiormente stringenti dello sghembo ferroviario.

	200 < V ≤ 300 km/h	
	γ base 3 m	γ base 9 m
1° livello di qualità	$\gamma_{3m} < 3,5$	$\gamma_{9m} < 2,7$
2° livello di qualità	$3,5 \leq \gamma_{3m} < 4,5$	$2,7 \leq \gamma_{9m} < 3$
3° livello di qualità intervento entro breve termine (1)	$4,5 \leq \gamma_{3m} < 5$	$3 \leq \gamma_{9m} < 3,5$
(1) ATTENZIONE al rispetto delle condizioni di lavorabilità del binario previste dalla Norma sulla l.r.s. ATTENZIONE ai deviatori inseriti in curva		

Tab 3. Standard di qualità geometrica (sghembo) del binario con velocità di percorrenza compresa tra 20 km/h e 300 km/h

	γ base 3 m	γ base 9 m
Se la velocità del tratto di linea è 200 < V ≤ 300 km/h	se $\gamma_{3m} \geq 5$ $V_{ral} \leq 200$ km/h	se $\gamma_{9m} \geq 3,5$ $V_{ral} \leq 200$ km/h
Valori limite di esercizio In caso di superamento, interruzione della circolazione e ripristino solo dopo correzione	$\gamma_{3m} = 6,5$	$\gamma_{9m} = 4,5$
ATTENZIONE al rispetto delle condizioni di lavorabilità del binario previste dalla Norma sulla l.r.s. ATTENZIONE ai deviatori inseriti in curva		

Tab 4. Valori di sghembo che comportano vincoli all'esercizio

7.3 Proposta di classificazione del danneggiamento

Sulla base dei vari livelli di qualità indicati dalla normativa R.F.I. si propone una classificazione di massima del danneggiamento della linea ferroviaria in termini di sghembo per linee con velocità di percorrenza compresa tra 200 km/h e 300 km/h:

DANNEGGIAMENTO					
LIEVE		MODERATO		GRAVE	
γ_{3m} (‰)	γ_{9m} (‰)	γ_{3m} (‰)	γ_{9m} (‰)	γ_{3m} (‰)	γ_{9m} (‰)
< 3.5	< 2.7	3.50 - 5.00	2.70 - 3.50	6.50	4.00

Tab 5. Classificazione del danneggiamento della linea ferroviaria – 200 km/h < V < 300 km/h

7.4 Calcolo dello sghembo per le differenti intersezioni planimetriche

Nota la geometria tridimensionale del bacino di subsidenza è possibile valutare la deformazione della linea ferroviaria considerando la sovrastruttura ferroviaria infinitamente flessibile.

Nell'ultimo step dell'analisi parametrica vengono considerati tre diversi angoli di incidenza planimetrica tra l'asse della galleria e l'asse della linea ferroviaria di superficie: 90° , 45° e 0° .

In tutti e tre i casi vengono calcolati i valori di sghembo nella porzione del bacino di subsidenza caratterizzata dalla maggiore deformazione tridimensionale, ovvero in corrispondenza della zona di massima pendenza del lungo la direzione longitudinale.

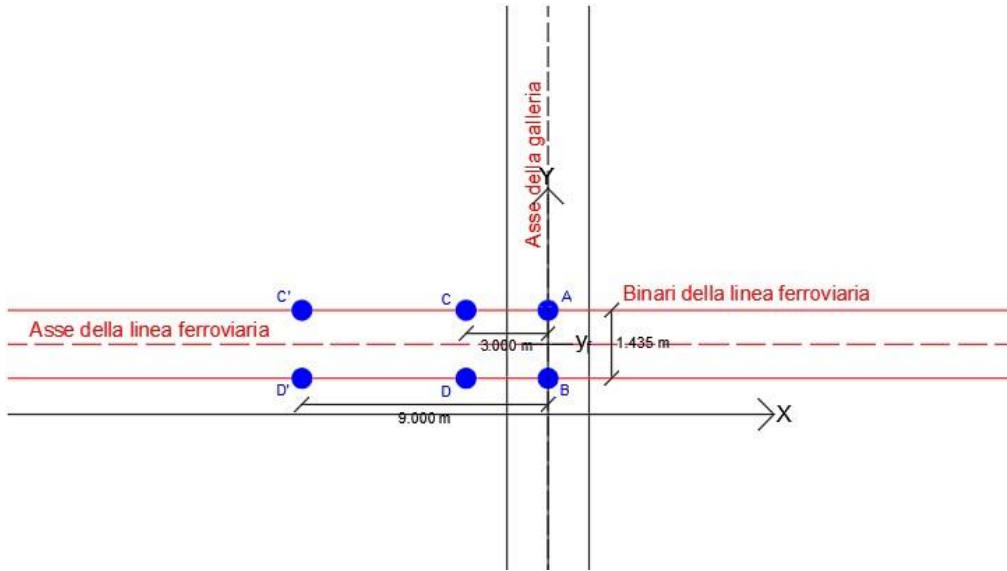


Fig 4. Coordinate punti per valutazione dello sghembo – Angolo incidenza pari a 90°

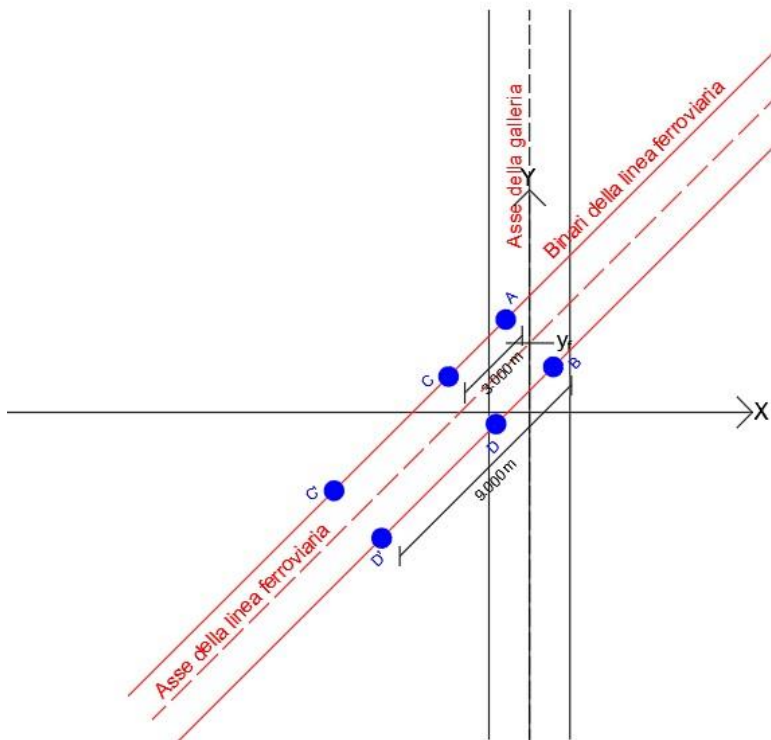


Fig 5. Coordinate punti per valutazione dello sghembo – Angolo incidenza pari a 45°

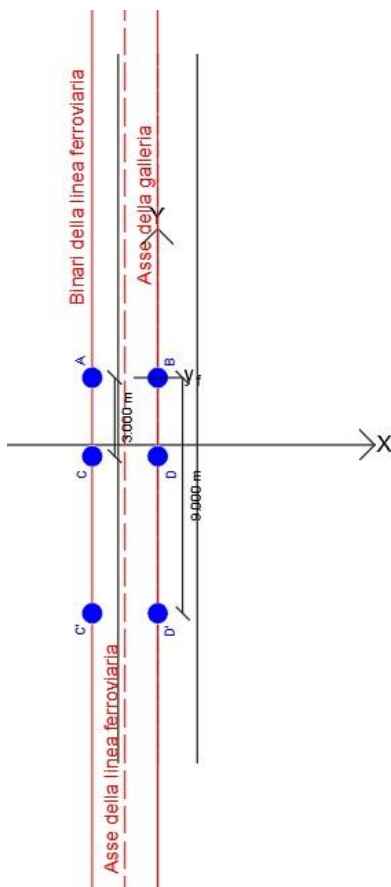


Fig 6. Coordinate punti per valutazione dello sghembo – Angolo incidenza pari a 0°

8. Risultati

Nelle figure seguenti si riportano i risultati ottenuti, in termini di sghembo ferroviario valutato su base di 3.00m e 9.00m, in funzione del rapporto tra copertura e diametro della galleria (C/D) e della pressione applicata al fronte (LF).

8.1 Sghembo linea ferroviaria – Terreni granulari

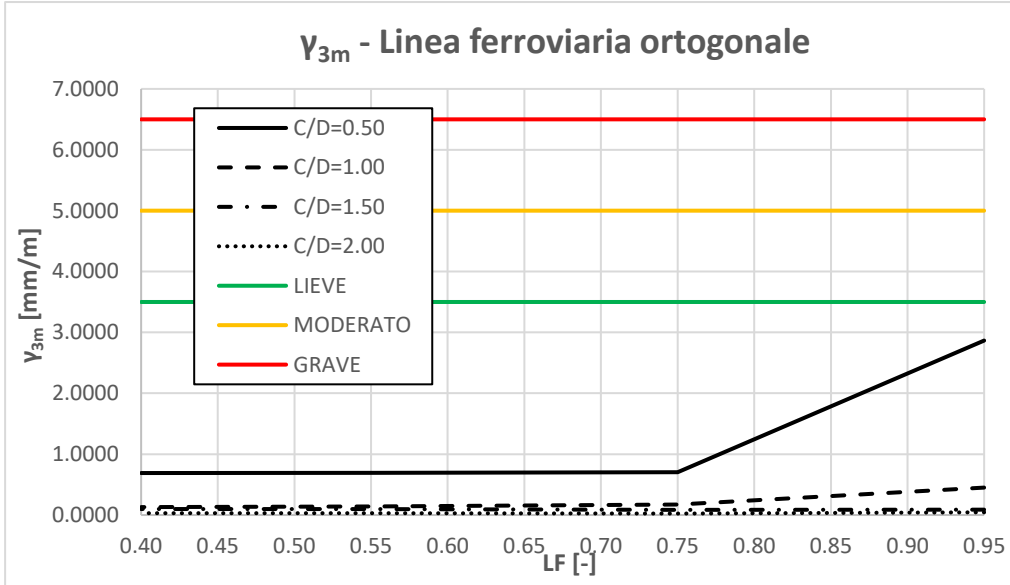


Fig 7. Valori di sghembo a 3m con LF e C/D – Angolo di incidenza 90°

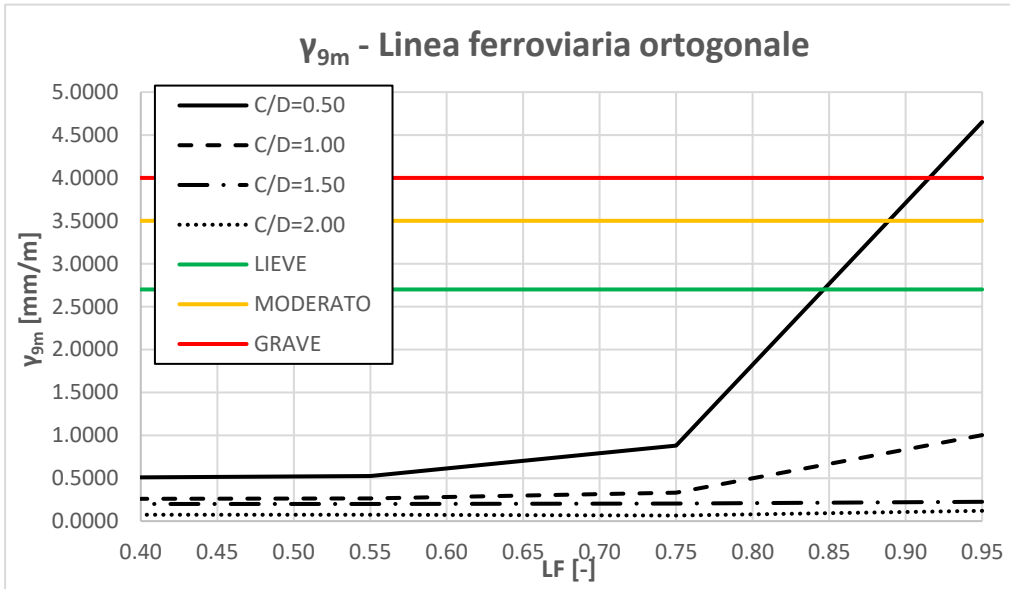


Fig 8. Valori di sghembo a 9m con LF e C/D – Angolo di incidenza 90°

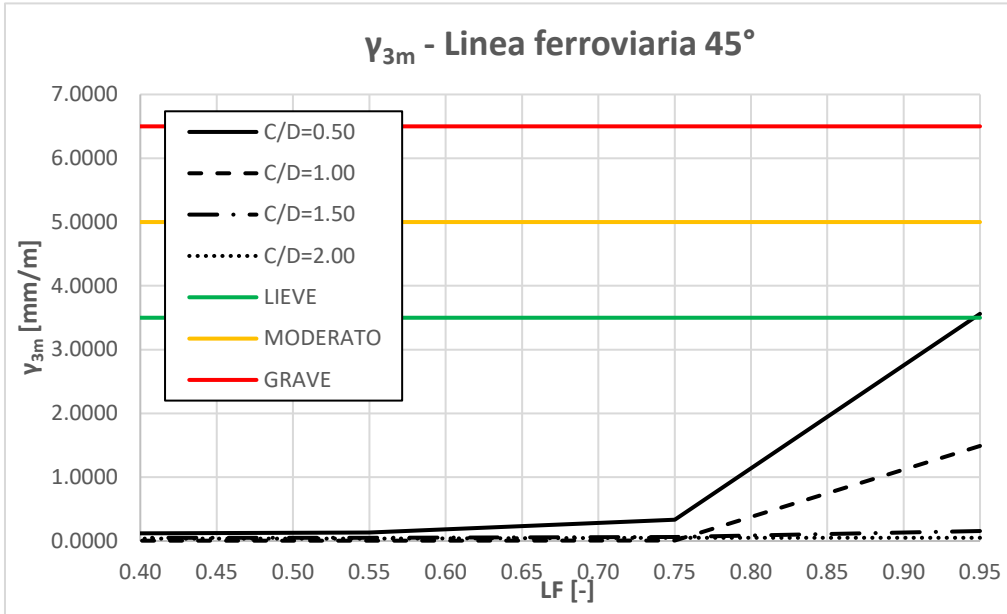


Fig 9. Valori di sghembo a 3m con LF e C/D – Angolo di incidenza 45°

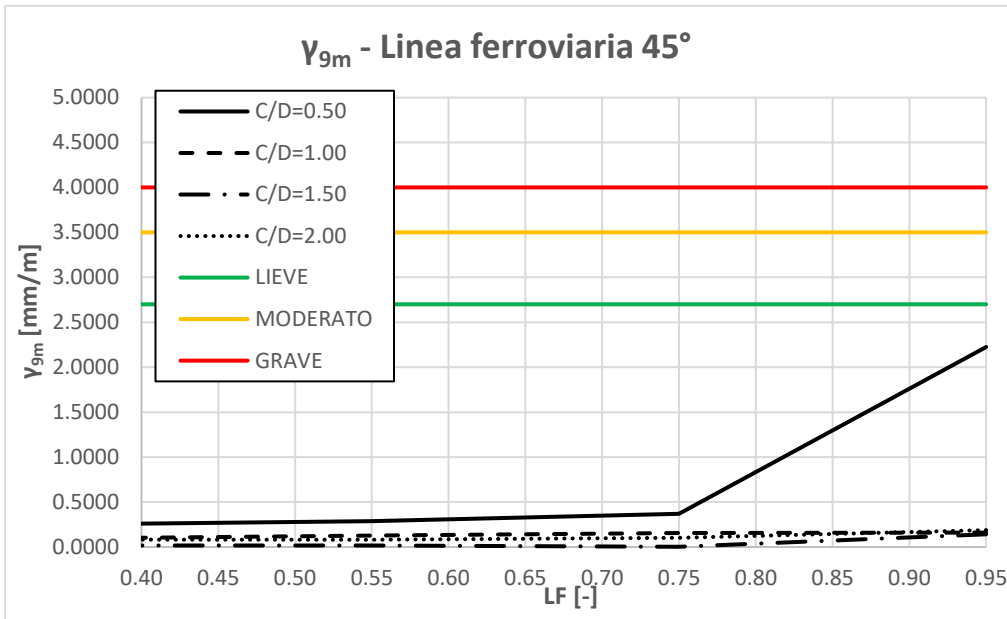


Fig 10. Valori di sghembo a 9m con LF e C/D – Angolo di incidenza 45°

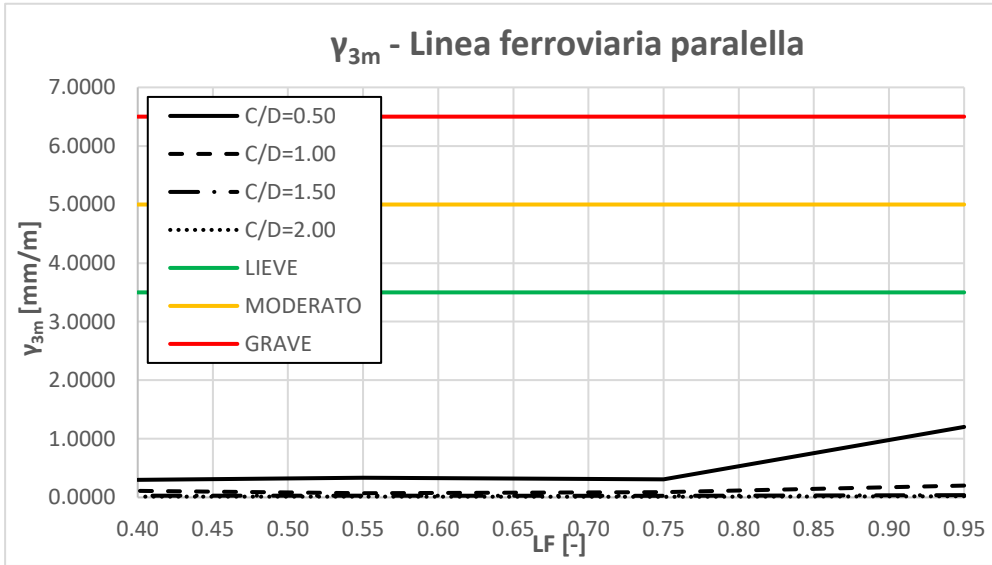


Fig 11. Valori di sghembo a 3m con LF e C/D – Angolo di incidenza 0°

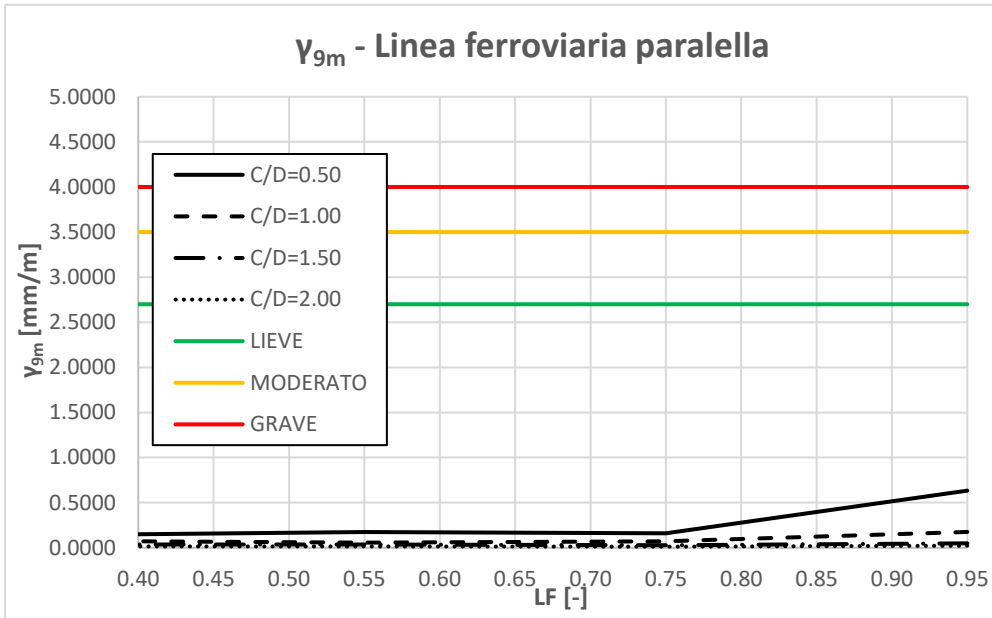


Fig 12. Valori di sghembo a 9m con LF e C/D – Angolo di incidenza 0°

8.2 Sghembo linea ferroviaria - Terreni coesivi

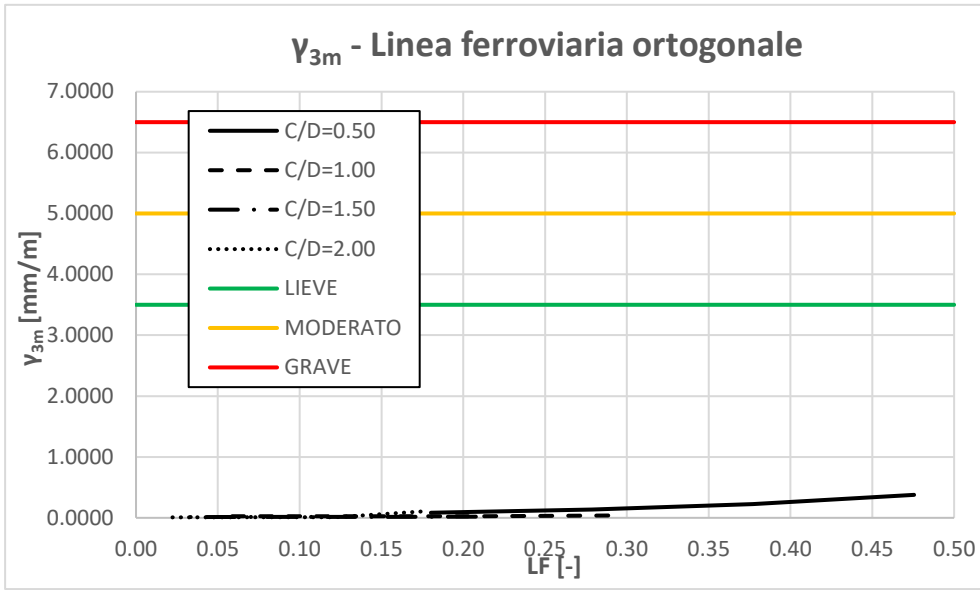


Fig 13. Valori di sghembo a 3m con LF e C/D – Angolo di incidenza 90°

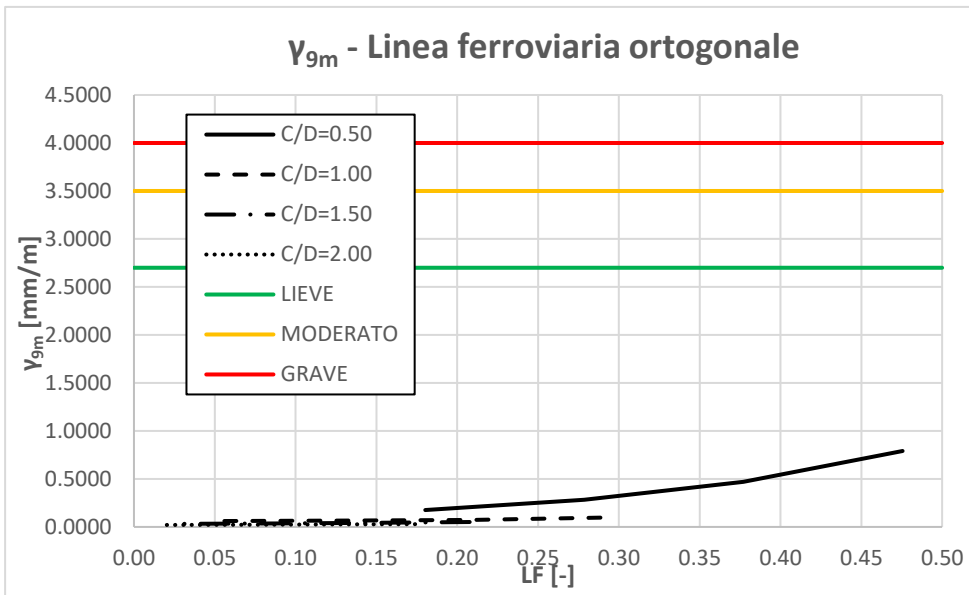


Fig 14. Valori di sghembo a 9m con LF e C/D – Angolo di incidenza 90°

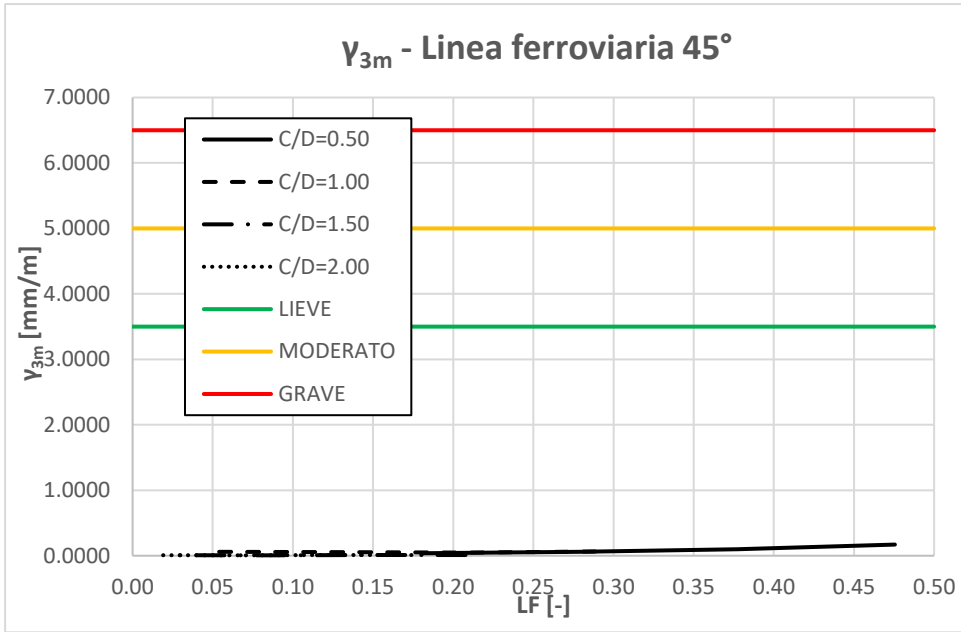


Fig 15. Valori di sghembo a 3m con LF e C/D – Angolo di incidenza 45°

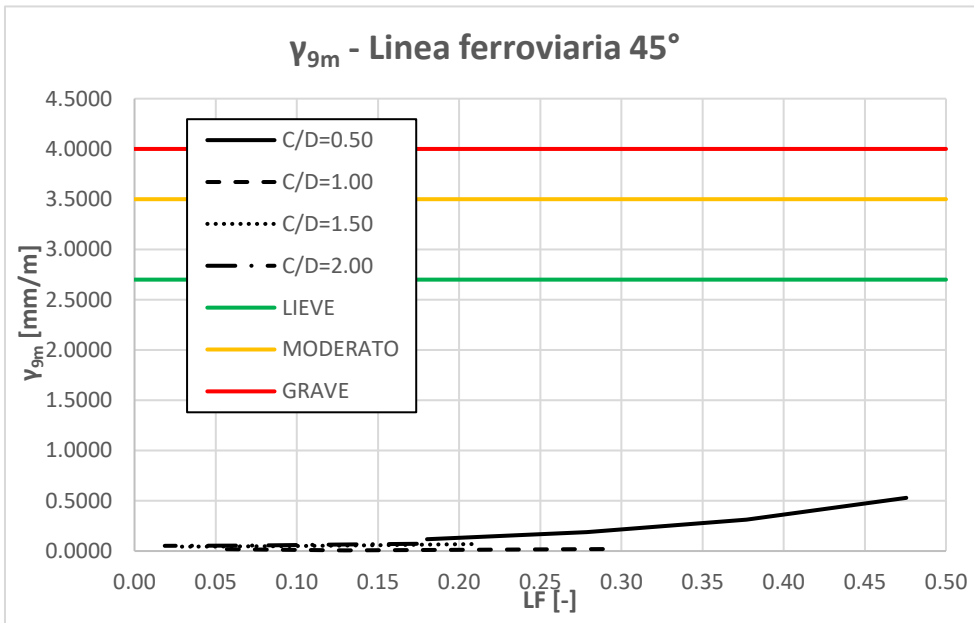


Fig 16.: Valori di sghembo a 9m con LF e C/D – Angolo di incidenza 45°

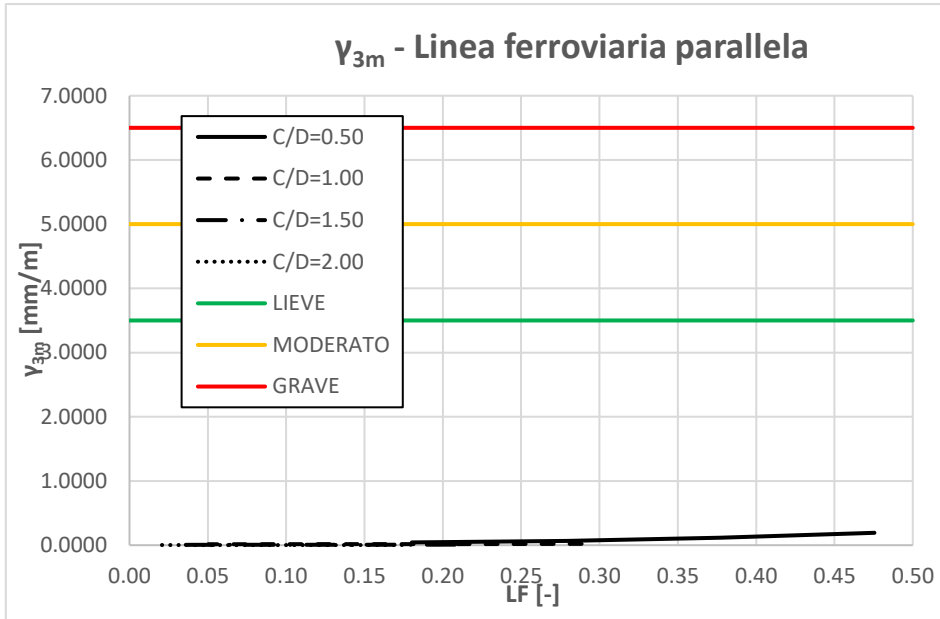


Fig 17.: Valori di sghembo a 3m con LF e C/D – Angolo di incidenza 0°

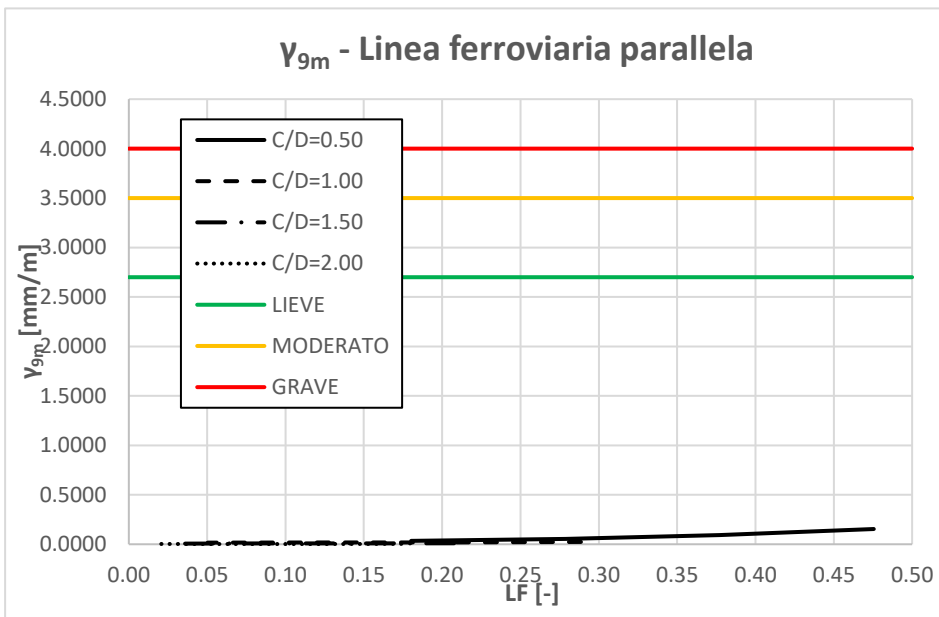


Fig 19. Valori di sghembo a 9m con LF e C/D – Angolo di incidenza 0°

9. Conclusioni

Dai risultati si evince che durante lo scavo meccanizzato di gallerie in terreni granulari la geometria del bacino di subsidenza è molto più stretta e caratterizzata da cedimenti nell'ordine delle decine di centimetri in caso di non adeguato supporto del fronte, queste distorsioni superficiali si attenuano all'aumentare della profondità della galleria. Quindi nel caso di galleria molto superficiale è estremamente importante garantire un adeguato sostegno del fronte in modo da contenere le deformazioni sulla linea ferroviaria, altrimenti si rischia di non garantire un adeguato standard di qualità della linea ferroviaria.

Relativamente ai terreni coesivi, si può affermare che il bacino di subsidenza prodotto dallo scavo meccanizzato di gallerie superficiali abbia una geometria molto più estesa e caratterizzata da cedimenti globalmente minori rispetto ai terreni granulari, in relazione al grado di stabilità del fronte garantito nei due macro-scenari. Anche nei terreni coesivi si ha un'attenuazione delle distorsioni superficiali all'aumentare della profondità della galleria ma in questi terreni, dalle analisi svolte, non viene mai compromessa la funzionalità della linea ferroviaria di superficie.

Infine, si può affermare che la condizione per la quale si manifestano deformazioni della linea ferroviaria che ne compromettono la funzionalità è relativa al caso di linea ferroviaria di superficie ortogonale alla galleria.

Bibliografia

Hu X., He C., Gabriel W., Fang Y., Ju .J. W. (2021). Response of sandy soil to the volume losses at the tunnel face level. *Soils and Foundations* 61, 1399-1418.

Atkinson, J. H., Potts, D.M. (1977). Subsidence above shallow tunnels in soft ground. *J. Geotech. Engng Div., ASCE* 103 (GT4), 307-326.

O'Reilly, M.P., New, B.M. (1982). Settlements above tunnels in the United Kingdom – their magnitude and predictions. In: Jones, M.J. (Ed.), *Tunnelings '82: papers presented at the third international symposium*. Institutions of Mining and Metallurgy, London, UK, pp. 173-181.

O'Reilly, M.P. (1982). Evaluating and predicting ground settlements caused by tunnelling in London Clay. In: Jones, M.J. (Ed.), *Tunneling '88: papers presented at the fifth international symposium*. The Institution of Mining and Metallurgy, London, UK, pp. 231-241.

Anagnostou G., Kovari K. (1996). Face stability in slurry and EPB shield tunnelling. *Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground*, Mair & Taylor (eds).

Vu, M.N., Broere, Wout, Bosch, Johan (2017). Predicting the range of volume loss in shallow tunnelling. *Proceedings of the World Tunnel Congress 2017 – Surface challenges – Underground solutions*.

Broms, B.B., Bennermark, H., (1967). Stability of clay at vertical openings. *J. Soil Mech. Found. Div.*

Macklin, S. (1999). The prediction of volume loss due to tunnelling in overconsolidated clay base on heading geometry and stability number. *Ground Eng.* 32(4), 30-33.

Mair, R., Gunn, M., O'Reilly, M. (1982). Ground movement around shallow tunnels in soft clay. *Tunnels Tunn. Int.* 14 (5).

O'Reilly, M. (1988). Evaluating and predicting ground settlements caused by tunnelling in London Clay. *Tunneling*, vol. 88, pp. 231-241.

Peck, R.B. (1969). Deep excavations and tunnelling in soft ground. *Proc. 7th Int. Conf. on SMFE*, pp. 225-290.

Attewell, P.B., Woodman, J.P. (1982). Predicting the dynamic of ground settlement and its derivatives caused by tunnelling in soil.

Brinkgreve, R.B.J., Engin, E., Engin, H.K. (2010). Validation of empirical formulas to derive model parameters for sands.

Surarak, C., Likitlersuang, S., Wanatowski, D., Balasubramaniam, A., Oh, E., Guan, H. (2012). Stiffness and strength parameters for hardening soil model of soft and stiff Bangkok clays. *Soils and Foundations*.



ANALISI E OTTIMIZZAZIONE DELLE PRESTAZIONI TERMICHE DI DIAFRAMMI CUTTER SOIL MIX TERMO-ATTIVI

Marco Gerola

Dipartimento di Scienze della Terra 'A. Desio', Università degli studi di Milano

marco.gerola@unimi.it

Vincent Leclercq

CRUX engineering BV

leclercq@cruxbv.nl

Philip J. Vardon

Geo-Engineering Section, Delft University of Technology

p.j.vardon@tudelft.nl

Francesco Cecinato

Dipartimento di Scienze della Terra 'A. Desio', Università degli studi di Milano

francesco.cecinato@unimi.it

Sommario

Questo articolo presenta uno studio dettagliato sull'efficienza energetica di un diaframma Cutter Soil Mix (CSM) termo-attivo, integrando il metodo di costruzione CSM con la tecnologia delle geostrutture energetiche. Attraverso prove in laboratorio, modellazione numerica agli elementi finiti e utilizzando i dati di monitoraggio di un'installazione in scala reale ad Amsterdam (NL), sono valutate le proprietà termiche e meccaniche del materiale CSM e il tasso di estrazione di energia del muro energetico a breve e lungo termine. I risultati indicano che, nel caso di sola richiesta di riscaldamento, l'efficienza energetica diminuisce nel tempo e che le tubazioni di collegamento non isolate migliorano l'efficienza complessiva del sistema. Il diaframma energetico CSM risulta una soluzione promettente per lo sfruttamento dell'energia geotermica superficiale, con potenziali applicazioni nei sistemi di riscaldamento di edifici urbani.

1. Introduzione

Negli ultimi decenni, la crescente necessità di ridurre la dipendenza dai combustibili fossili ha promosso l'uso delle installazioni geotermiche superficiali per il riscaldamento e il raffrescamento di edifici. Si prevede quindi che i sistemi a pompa di calore geotermica svolgeranno nei prossimi decenni un ruolo fondamentale nel fornire energia rinnovabile (Lund et al., 2010).

I sistemi a pompa di calore geotermica sono costituiti da scambiatori di calore a contatto col terreno che formano il circuito primario e da un sistema di climatizzazione a pompa di calore come circuito secondario. I principali costi di capitale di questi sistemi sono associati all'installazione, alle pompe di calore e all'installazione degli scambiatori di calore nel terreno. Utilizzando le geostrutture energetiche (GE) è possibile contenere questi costi. Le GE sono strutture a contatto col terreno che incorporano scambiatori di calore, utilizzando così il sottosuolo per la dissipazione del calore in estate e/o l'estrazione

del calore in inverno (Brandl, 2006), oltre a svolgere la loro primaria funzione portante

La tipologia più comune di GE sono i pali energetici (Loveridge et al., 2020), ma la ricerca attuale si concentra anche su altre tipologie di geostrutture che incorporano scambiatori di calore tra cui, ad esempio, i tunnel energetici e i diaframmi energetici (Adam & Markiewicz, 2009).

I diaframmi energetici, in particolare, rappresentano una tecnologia promettente grazie alla loro ampia superficie che può essere attivata termicamente attraverso tubazioni che possono essere installate con varie configurazioni (Kürten et al., 2015).

Il Cutter Soil Mixing (CSM) è una tecnica innovativa per la costruzione di diaframmi che prevede la miscelazione in situ del terreno con una miscela cementizia usando macchinari di miscelazione specializzati, creando un materiale simile a malta in cui le particelle di terreno fungono da aggregati (Arnold et al., 2011). Il macchinario CSM crea pannelli verticali rettangolari, rendendolo particolarmente adatto per strutture in situ lineari come barriere di trincea, strutture di contenimento e diaframmi per la mitigazione della liquefazione (Topolnicki, 2016). Quando è necessaria una maggiore resistenza, il diaframma CSM può essere rinforzato con profili o gabbie di acciaio (Fiorotto et al., 2005). Il metodo CSM presenta diversi vantaggi ambientali ed economici: il volume di materiale scavato e di rifiuti che necessitano di trattamento, il trasporto e smaltimento fuori sito e l'acquisto degli aggregati è significativamente ridotto, a seconda delle condizioni del terreno, rispetto alle altre tecniche di deep soil mixing.

L'integrazione della tecnologia delle GE con la tecnica CSM sfrutta i vantaggi di entrambi i metodi. Per approfondire la comprensione del comportamento termico di un'installazione di muro energetico CSM è stata sviluppata un'applicazione in scala reale ad Amsterdam, nei Paesi Bassi, dove il diaframma CSM svolge una duplice funzione: agisce sia come barriera idraulica che come fondazione portante di un edificio a due piani. Per termo-attivare il muro CSM, è stato installato un sistema a pompa di calore geotermica con le serpentine assicurate ai profili d'acciaio IPE di armatura del diaframma.

Data la fase nascente di questa tecnologia, le indagini sulle sue prestazioni energetiche attraverso prove in laboratorio e modellazione numerica sono necessarie per una comprensione più approfondita dell'efficienza del sistema. In questo studio, a partire da risultati di prove in laboratorio sul materiale CSM, è stato sviluppato un modello numerico agli elementi finiti per replicare il test CSM in scala reale. Questo modello numerico consente un'analisi tridimensionale completa e accurata dei processi di scambio di calore all'interno del diaframma CSM.

2. Campo prova

Un edificio a due piani è attualmente in costruzione ad Amsterdam, Paesi Bassi. Situato entro un raggio di 5 metri da qualsiasi struttura adiacente, l'edificio presenta un piano interrato di 12,1 m x 20,3 m con un'altezza di 3,5 m. Le fondazioni, che raggiungono una profondità di 17,3 m, sono realizzate con la tecnica del CSM. Il diaframma CSM funge da barriera idraulica durante la costruzione e come fondazione portante dell'edificio una volta completato.

Per costruire ciascun pannello che costituisce il diaframma CSM, il terreno in situ viene disgregato dalle ruote fresanti della macchina CSM, ciascuna con un diametro di 1,1 m e uno spessore di 0,55 m, fino a raggiungere la profondità finale. Durante questa fase, il terreno viene mescolato con cemento liquido iniettato attraverso un ugello situato tra le ruote fresanti della macchina, producendo una miscela più omogenea e con migliori caratteristiche meccaniche rispetto agli strati di terreno preesistenti in situ.

Per soddisfare i requisiti di progettazione geotecnica, una colonna IPE in acciaio è posizionata al centro di ogni pannello CSM per fornire un supporto portante aggiuntivo. Questi profili, realizzati in acciaio S275, sono spazati a intervalli di 1,1 m. In totale, 62 profili di acciaio sono posizionati lungo il bordo e 12 al centro del seminterrato. Tubi ad U in polietilene ad alta densità con diametro esterno di 20 mm sono attaccati ai profili di acciaio per attivare termicamente il diaframma CSM. Una miscela di acqua e glicole all'80%-20% è utilizzata come fluido termovettore per prevenire il congelamento. Un totale di 52 U-loop sono attaccati ai profili di acciaio come mostrato in figura 1: 40 a una profondità di 14,3 m e

12 a una profondità di 10,3 m.

Il sistema idraulico comprende cinque sottogruppi di tubi disposti in parallelo. All'interno di ogni sottogruppo, gli U-loop sono collegati in serie in coppie, formando configurazioni di due U-loop ciascuna.

Un sistema di monitoraggio è installato per controllare la temperatura in entrata e in uscita della pompa di calore e la portata del fluido termovettore all'interno dei tubi scambiatori di calore.



Fig 1. Dettagli del campo prova: a) tubi scambiatori di calore attaccati sui profili di acciaio IPE b) campo prova del diaframma CSM termo-attivo

3. Prove in Laboratorio

Un totale di 11 campioni cilindrici con un diametro di 10 cm sono stati campionati da due sezioni verticali del diaframma CSM. Tutti i campioni sono stati sottoposti a scansione con tomografia computerizzata (TC), compressione uniassiale (CU) e alla prova hot disk (HD).

I campioni (CU) hanno mostrato una densità media di 1738 kg/m^3 . I campioni provenienti dallo strato di argilla hanno una densità media di 1724 kg/m^3 , mentre quelli dallo strato di sabbia 1746 kg/m^3 . Queste densità si collocano tra quella del cemento fluido (circa 2400 kg/m^3) e quelle degli strati originali di terreno (1600 kg/m^3 per l'argilla organica e 1800 kg/m^3 per la sabbia).

Le scansioni CT hanno permesso di stimare la densità volumetrica dei campioni, come mostrato in figura 2, con una differenza del 6.8% rispetto a quelle misurate attraverso pesatura. Le scansioni CT hanno rilevato che i materiali con densità inferiore a 500 kg/m^3 , inclusi macro-pori, rappresentano meno dell'1% del volume in tutti i campioni. I materiali con densità superiore a 1800 kg/m^3 , associati principalmente a sabbia e cemento, costituiscono oltre l'80% del volume totale in quasi tutti i campioni. La distribuzione uniforme della densità suggerisce un'efficace miscelazione del terreno durante la costruzione delle pareti CSM.

Quindici provini sono stati testati con il test hot disk per valutarne la conduttività termica e la capacità termica. La conduttività termica media è risultata pari a $0,95 \text{ W/mK}$ e la capacità termica media pari a $2,79 \text{ MJ/m}^3\text{K}$. Questi valori rientrano nell'intervallo atteso per argilla e sabbia.

I test di compressione uniassiale hanno mostrato valori medi di resistenza alla compressione di 9,2 MPa, indipendentemente dagli strati di terreno di origine.

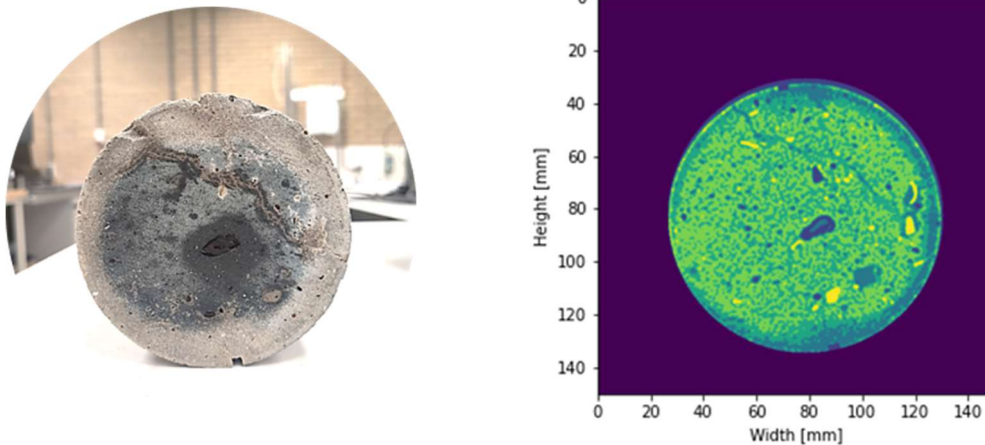


Fig 2. Confronto tra una sezione trasversale di un campione del materiale CSM e la relativa immagine ottenuta dalla tomografia computerizzata.

4. Modellazione numerica

Un modello numerico a elementi finiti utilizzando il software COMSOL Multiphysics è stato sviluppato per analizzare il comportamento termico e le prestazioni energetiche del sistema CSM.

Il dominio del modello, di forma parallelepipedica, misura 43 m di larghezza, 51 m di lunghezza e 20 m di altezza come mostrato in Figura 3. L'ambiente interno al piano interrato dell'edificio, di 3,5 m di profondità, 12,1 m di larghezza e 20,3 m di lunghezza, è escluso dal dominio del modello. Il diaframma CSM, posizionato al centro del modello, si estende fino a una profondità di 17,3 m.

I tubi scambiatori di calore, realizzate in HDPE, sono integrati nel modello utilizzando un approccio semplificato 1-D. Le tubazioni di collegamento hanno una profondità di 0,8 m da p.c. e collegano i loop ad U verticali al circuito secondario. La configurazione delle tubazioni riflette l'installazione reale.

Il dominio del modello è suddiviso in più strati di terreno, caratterizzati da proprietà termiche e densità distinte.

Una mesh tetraedrica è stata generata per affinare il modello vicino al diaframma CSM, mantenendo una mesh più grossolana vicino ai confini laterali per ottimizzare i tempi di calcolo.

I confini laterali e inferiori del dominio sono stati posizionati a una distanza considerevole dal muro CSM per evitare influenze sulle condizioni al contorno.

Le condizioni al contorno sono state assegnate come segue. Al bordo inferiore è stata assegnata una temperatura costante di 12°C, rappresentativa della temperatura del sottosuolo nei Paesi Bassi. L'isolamento termico è stato applicato ai confini laterali, alle superfici del CSM adiacenti al seminterrato e alla superficie superiore del CSM a contatto diretto con l'edificio. Per rappresentare le variazioni stagionali della temperatura dell'aria, la temperatura media giornaliera registrata in una stazione meteorologica ad una distanza di 10 km dal sito in esame è stata applicata ai confini superiori.

Per attivare il sistema GSHP nel modello numerico, sono state impostate una velocità di flusso del fluido termovettore e una temperatura di ingresso specificata come condizioni al contorno nei tubi scambiatori di calore. Per la domanda di riscaldamento, è stata assegnata una temperatura di ingresso di 0°C, mentre per la domanda di raffreddamento una temperatura di 25°C. La velocità del fluido negli scambiatori di calore è stata fissata a 0,2 m/s.

La simulazione, coprendo un periodo di 8 anni, è stata condotta con un timestep massimo di 1 giorno, ottimizzando il bilanciamento tra efficienza computazionale e accuratezza.

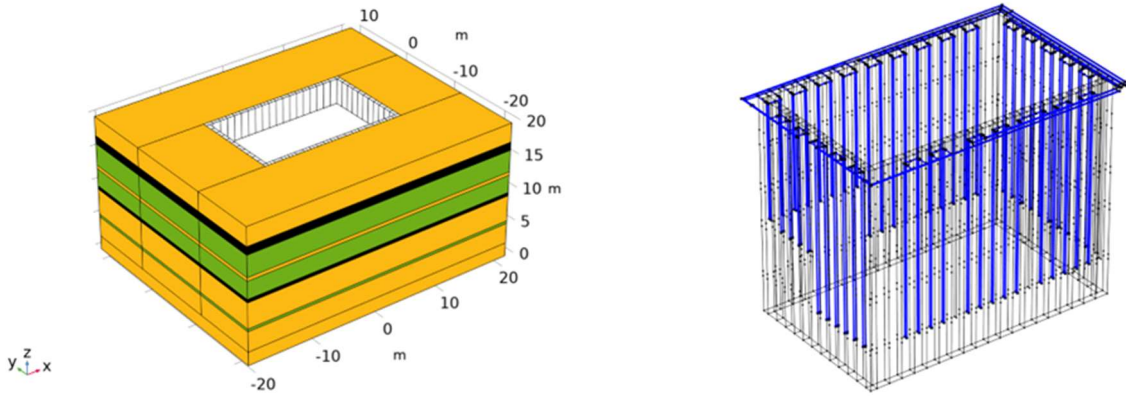


Fig 3. Dettagli del modello numerico: a) geometria del dominio e stratigrafia b) scambiatori di calore simulati con l'approccio 1-D.

5. Risultati

La Figura 4 illustra il tasso di estrazione del calore simulato durante il 1°, 2° e 8° anno di operatività del sistema CSM. Similmente ad altre GE, i primi giorni di attivazione termica mostrano un tasso di estrazione più elevato, che diminuisce man mano che la temperatura del terreno si abbassa. Le variazioni del tasso di estrazione dopo circa un mese dalla prima attivazione, quando viene raggiunta una condizione più stazionaria, riflettono le fluttuazioni della temperatura dell'aria nel tempo, che influenza il tasso di estrazione tramite le tubazioni di collegamento. La dipendenza dalla temperatura esterna è ulteriormente evidenziata negli ultimi 30 giorni sia nel 1° che nell'8° anno, dove il tasso di estrazione di calore aumenta con l'innalzarsi della temperatura esterna.

Il tasso di estrazione del calore diminuisce dal 1° all'8° anno. Questa riduzione è legata alla graduale diminuzione della temperatura del terreno nel corso degli anni. Quando il sistema CSM è spento, il terreno non ha il tempo sufficiente per ripristinare completamente la sua temperatura attraverso la conduzione naturale, portando a una diminuzione della sua temperatura nel tempo e di conseguenza una riduzione delle prestazioni energetiche del sistema nel corso degli anni. Il tasso di estrazione di calore presenta un valore costante negli anni durante gli ultimi 100 giorni di attivazione annuale grazie alle tubazioni di collegamento la cui efficienza è legata alla temperatura del terreno nel primo metro di profondità che dipende dalla temperatura esterna.

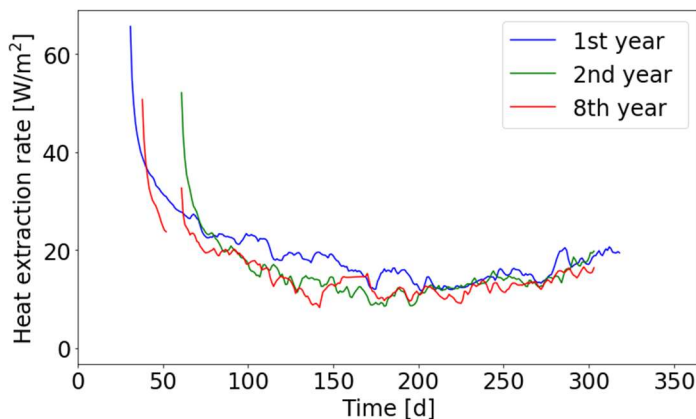


Fig 4. Andamento del tasso di estrazione di calore durante il 1°, 2° e 8° anno della simulazione

6. Conclusione

Il diaframma energetico CSM rappresenta una tipologia innovativa di GE in grado di fornire energia geotermica a bassa entalpia. Il primo test su scala reale è stato condotto ad Amsterdam, nei Paesi Bassi, al fine di valutarne il potenziale energetico. Sono stati eseguiti test di laboratorio per determinare i parametri necessari per valutare le prestazioni energetiche del sistema CSM, ed è stato sviluppato un dettagliato modello numerico 3D mediante elementi finiti calibrato su dati ottenuti dal test su scala reale per valutare il tasso di scambio termico sia a breve che a lungo termine.

I principali risultati dello studio sono i seguenti:

- L'omogeneità di densità, conducibilità termica e capacità termica del materiale CSM deriva dalla miscelazione del terreno durante l'installazione piuttosto che dalla presenza di cemento.
- Data la richiesta di solo riscaldamento, il tasso di scambio termico diminuisce negli anni, pur mantenendo un valore sempre maggiore a 10 W/m^2 .
- La presenza di tubazioni di collegamento, la cui efficienza dipende dalla temperatura dell'aria esterna, aumenta l'efficienza del sistema CSM nel tempo.

Il diaframma energetico CSM può essere considerato in generale una soluzione geotermica valida, paragonabile ad altri tipi di GE, essendo in grado di fornire quantità significative di energia rinnovabile per il riscaldamento di edifici.

Bibliografia

- Adam, D., & Markiewicz, R. (2009). Energy from earth-coupled structures, foundations, tunnels and sewers. *Geotechnique*, 59(3), 229–236. <https://doi.org/10.1680/geot.2009.59.3.229>
- Arnold, M., Beckhaus, K., & Wiedenmann, U. (2011). Cut-off wall construction using Cutter Soil Mixing: A case study. *Geotechnik*, 34(1), 11–21. <https://doi.org/10.1002/gete.201000021>
- Brandl, H. (2006). *Energy foundations and other thermo-active ground structures*.
- Fiorotto, R., Schöpf, M., Stötzer, E., & Maschinen, B. (2005). *Cutter Soil Mixing (C.S.M.) An innovation in soil mixing for creating cut-off and retaining walls*. <https://doi.org/10.3233/978-1-61499-656-9-1185>
- Kürten, S., Mottaghy, D., & Ziegler, M. (2015). Design of plane energy geostructures based on laboratory tests and numerical modelling. *Energy and Buildings*, 107, 434–444. <https://doi.org/10.1016/j.enbuild.2015.08.039>
- Loveridge, F., McCartney, J. S., Narsilio, G. A., & Sanchez, M. (2020). Energy geostructures: A review of analysis approaches, in situ testing and model scale experiments. *Geomechanics for Energy and the Environment*, 22. <https://doi.org/10.1016/j.gete.2019.100173>
- Lund, J. W., Freeston, D. H., & Boyd, T. L. (2010). Direct Utilization of Geothermal Energy 2010 Worldwide Review. Em *Proceedings World Geothermal Congress*.
- Topolnicki, M. (2016). *General overview and advances in Deep Soil Mixing*. <https://www.researchgate.net/publication/337801273>



UN APPROCCIO TERMODINAMICO UNIFICATO PER DESCRIVERE LA RISPOSTA MACROSCOPICA DEI SISTEMI GEOTECNICI

Davide Noè Gorini
Sapienza Università di Roma
davideno.gorini@uniroma1.it

Sommario

L'approccio con macroelementi è stato ampiamente sviluppato per fondazioni superficiali e di recente per fondazioni mono-palo e gruppi di pali. I macroelementi esistenti sono ottenuti attraverso una varietà di approcci formali, trascurano spesso la dipendenza dalla frequenza della risposta, e sono raramente disponibili in codici di calcolo di uso comune, limitando fortemente l'applicabilità del metodo. Si propone pertanto una formulazione unificata, denominata TIMg, in grado di cogliere la risposta non-lineare e dipendente dalla frequenza di fondazioni superficiali, su pali, a pozzo, mono-palo, e spalle dei ponti. A tal fine, si è messo a punto un modello analitico generalizzato per la capacità ultima dei sistemi geotecnici che considera il completo scambio di forze e momenti con la struttura in elevazione. La risposta incrementale del TIMg è derivata mediante un formalismo termodinamicamente corretto, identificato sulla base della rigidità iniziale e della capacità ultima del sistema geotecnico. L'approccio TIMg è implementato in OpenSees per valutazioni estensive di ponti ed edifici in condizioni statiche e dinamiche.

1. La risposta macro dei sistemi geotecnici nell'analisi delle opere

L'analisi dinamica non lineare sta divenendo un riferimento per la valutazione delle opere di ingegneria civile. A tal proposito, un efficiente equilibrio tra accuratezza e onere di calcolo può essere raggiunto simulando gli effetti di interazione terreno-struttura mediante l'approccio con macroelementi (Roscoe and Schofield, 1956). In quest'ottica, la risposta del sistema terreno-fondazione è descritta da una relazione, detta macroelemento, tra le forze scambiate al contatto fondazione-struttura e i corrispondenti spostamenti. Numerosi contributi sono stati proposti per descrivere la risposta multi-assiale, senza dipendenza dalla frequenza, di fondazioni superficiali (ad esempio, Nova and Montrasio, 1991; Cremer et al., 2001; Salciarini and Tamagnini, 2009; Chatzigogos et al., 2011) e alcuni per le fondazioni mono-palo (Page et al, 2018) e per gruppi di pali (Gorini e Callisto, 2023; Iodice et al., 2024).

Solo negli ultimi anni l'approccio con macroelementi è stato esteso alle condizioni dinamiche. Gorini et al. (2022), Gorini et al. (2023), Gorini e Callisto (2023) hanno proposto una classe di Macroelementi Inerziali Termodinamici (TIM) che riproduce la risposta non-lineare & dipendente dalla frequenza di diversi sistemi terreno-fondazione, includendo anche spalle dei ponti con fondazioni superficiali, e gruppi di pali.

2. Dall'approccio TIM al TIMg

Nel presente studio, l'approccio TIM viene rinnovato mediante una formulazione unificata, denominata TIMg, che presenta i seguenti elementi di novità: i) un modello generalizzato per la capacità ultima multi-assiale dei sistemi geotecnici, estensione della formulazione ii) a una classe più ampia di sistemi e iii) alla completa trasmissione di forze e momenti con la struttura in elevazione. La formulazione unificata è implementata sulla piattaforma *open-source* OpenSees (McKenna et al., 2010).

Il TIMg descrive, mediante un'unica relazione costitutiva, la risposta multi-assiale non-lineare e

inerziale dei sistemi in Figura 1, ovvero: (a) fondazioni superficiali, (b) fondazioni su pali (considerando l'interazione della platea con il terreno), fondazioni (c) mono-palo e a pozzo, spalle dei ponti (e) semi-integrali e (f) integrali, con fondazioni superficiali o profonde.

La risposta incrementale dei TIM deriva dalle funzioni energia libera e dissipazione. In particolare, i TIM presentano la stessa funzione energia mentre la risposta dissipativa si specializza a seconda del sistema geotecnico considerato. Le principali assunzioni sono la validità del principio di ortogonalità (Ziegler, 1977), la decomposizione additiva degli spostamenti in componente elastica e plastica, e l'associatività del flusso plastico. Sotto le stesse ipotesi, il TIMg fornisce una risposta dissipativa unificata attraverso un'espressione generalizzata per la Superficie Ultima, intesa come le combinazioni dei carichi trasmessi dalla struttura che attivano meccanismi plastici globali del sistema geotecnico.

Il TIMg consiste in una relazione costitutiva tra le forze generalizzate, Q_i , (tre forze e tre momenti) scambiate al contatto fondazione-struttura e i corrispondenti spostamenti e rotazioni, q_i (Fig. 1), tale che:

$$Q_i = H_{ij} \cdot q_j \quad i, j = 1, 2, 3, R1, R2, R3 \quad (1)$$

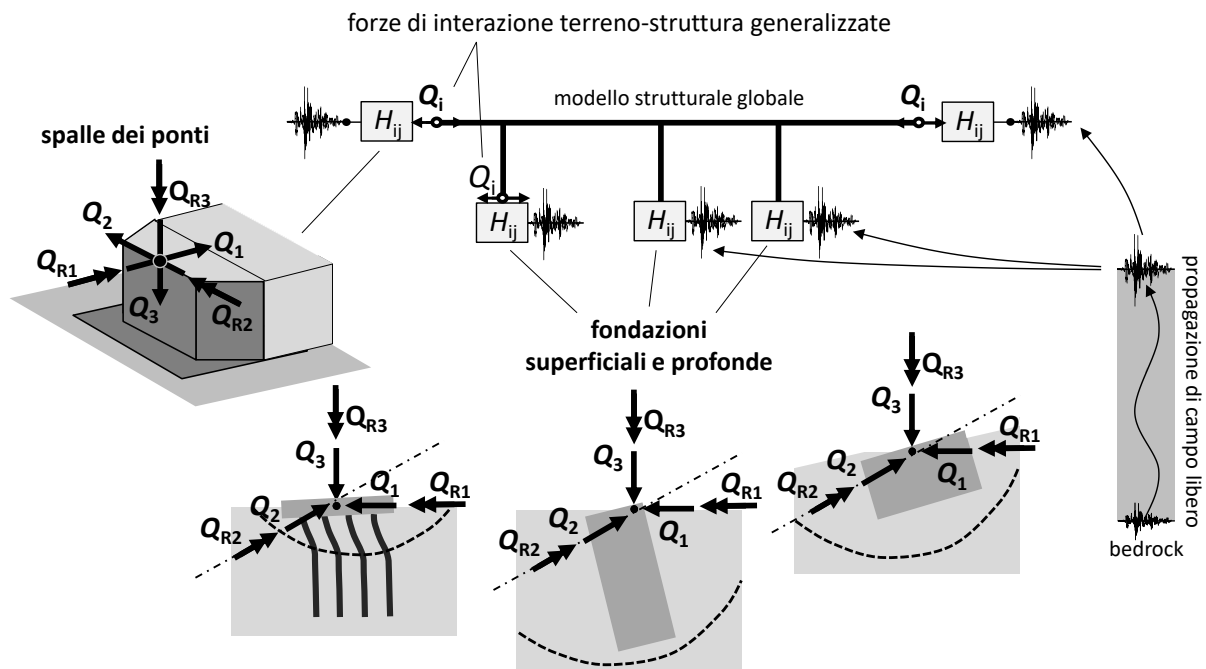


Figura 1: Sistemi geotecnici descritti dal TIMg e utilizzo di quest'ultimo nell'analisi dinamica di ponti ed edifici.

Il grado di libertà globale R3 è incorporato nella formulazione in quanto può svolgere un ruolo significativo nel caso di spalle di ponti obliqui, fondazioni di ponti con elevato rapporto tra la luce delle campate e l'altezza delle pile, platee di fondazione di edifici snelli. La legge costitutiva è sviluppata nell'ambito della plasticità multi-superficie con indurimento cinematico, derivandola attraverso il formalismo termodinamico utilizzato nell'approccio TIM. Il dominio plastico è costituito da N superfici di plasticizzazione omotetiche, all'interno delle quali si sviluppa la risposta incrudente. Quest'ultima si attiva in corrispondenza della superficie di prima plasticizzazione ($n=1$) ed è delimitata dalla Superficie Ultima ($n=N$). I parametri costitutivi del TIMg sono la risposta a piccoli livelli di deformazione e la Superficie Ultima. Nel seguito, si limita la trattazione a quest'ultimo ingrediente, tramite cui si è ottenuto il macroelemento unificato. Si rimanda invece a Gorini (2024) per la completa derivazione della risposta incrementale.

L'utilizzo del TIMg nell'analisi dinamica non-lineare di ponti ed edifici segue la procedura in Figura 1: il moto sismico multi-componente di campo libero rappresenta l'input per il macroelemento, quest'ultimo collegato ai nodi di contatto fondazione-struttura nel modello globale.

3. Un involuppo di resistenza unificato per sistemi geotecnici

La Superficie Ultima definisce la dimensione del dominio plastico del TIMg e conferisce la forma alla superfici di plasticizzazione interne. Si è sviluppato un modello analitico di Superficie Ultima in grado di descrivere i carichi di collasso per le Categorie a-f (Paragrafo 2) considerando la completa trasmissione di forze e momenti dalla struttura in elevazione.

La Superficie Ultima generalizza il modello proposto da Gorini e Callisto (2022) per gruppi di pali. Quest'ultima rappresenta un iper-uovo con generatrici super-ellittiche con comportamento dissimmetrico solo in direzione verticale, trascurando il contributo del momento Q_{R3} . Quest'ultimo è incorporato nella Superficie proposta generalizzando la dipendenza super-ellittica dei carichi limite dai momenti esterni; inoltre, la Superficie generalizzata può subire una roto-traslazione multi-assiale, necessaria per cogliere dissimmetrie più complesse del comportamento a rottura. Una descrizione di dettaglio degli sviluppi analitici è riportata in Gorini (2024).

L'equazione cartesiana della Superficie Ultima generalizzata può essere scritta nella seguente forma:

$$y_{\square}^{(N)} = \hat{y}_1^{(N)} \cdot \hat{y}_2^{(N)} - r_{\square}^{(N)2} \cdot \hat{f}_{R3}^{(N)2} \cdot \left(1 - \frac{\hat{y}_3^{(N)}}{f_{q3}^{(N)2} \cdot r_{\square}^{(N)2}} \right) \cdot (1 + \hat{y}_{41}^{(N)} \cdot \hat{y}_{42}^{(N)} - \hat{y}_{42}^{(N)}) = 0 \quad (2)$$

in cui le funzioni composte $\hat{y}_i^{(N)}$ sono così definite:

$$\hat{y}_1^{(N)} = \frac{[\cos(\delta_{31}) \cdot \cos(\delta_{1R2}) \cdot (Q_1 - t_1) - \sin(\delta_{31}) \cdot (Q_3 - t_3) - \sin(\delta_{1R2}) \cdot (Q_{R2} - t_{R2})]^2}{a_1^{(N)2}} + \frac{[\sin(\delta_{1R2}) \cdot (Q_1 - t_1) - \sin(\delta_{3R2}) \cdot (Q_3 - t_3) + \cos(\delta_{3R2}) \cdot \cos(\delta_{1R2}) \cdot (Q_{R2} - t_{R2})]^2}{a_{R2}^{(N)2}} \quad (3)$$

$$\hat{y}_2^{(N)} = \left\{ b_{\square}^{(N)} - r_{\square}^{(N)} \cdot \left[\frac{\sin(\delta_{31}) \cdot Q_1 + \cos(\delta_{31}) \cdot \cos(\delta_{3R2}) \cdot Q_3 + \sin(\delta_{3R2}) \cdot Q_{R2}}{\hat{f}_{R3}^{(N)} \cdot f_{q3}^{(N)} \cdot \hat{f}_{FR2}^{(N)} \cdot r_{\square}^{(N)}} - \frac{Q_{30}^{(N)} + b_{\square}^{(N)} \cdot f_{q3}^{(N)}}{f_{q3}^{(N)} \cdot r_{\square}^{(N)}} \right] \right\}^2 \quad (4)$$

$$\hat{y}_3^{(N)} = \left[\frac{\sin(\delta_{31}) \cdot Q_1 + \cos(\delta_{31}) \cdot \cos(\delta_{3R2}) \cdot Q_3 + \sin(\delta_{3R2}) \cdot Q_{R2}}{\hat{f}_{R3}^{(N)} \cdot \hat{f}_{FR2}^{(N)}} - Q_{30}^{(N)} - b_{\square}^{(N)} \cdot f_{q3}^{(N)} \right]^2 \quad (5)$$

$$\hat{y}_{41}^{(N)} = \left\{ 1 + \left[\frac{a_1^{(N)}}{a_2^{(N)}} \cdot \frac{\cos(\delta_{2R3}) \cdot \cos(\delta_{2R1}) \cdot Q_2 - \sin(\delta_{2R1}) \cdot Q_{R1} - \sin(\delta_{2R3}) \cdot Q_{R3}}{\cos(\delta_{31}) \cdot \cos(\delta_{1R2}) \cdot Q_1 - \sin(\delta_{31}) \cdot Q_3 - \sin(\delta_{1R2}) \cdot Q_{R2}} \right]^{-1} \cdot \left\{ 1 + \left[\frac{a_1^{(N)}}{a_{R2}^{(N)}} \cdot \frac{\sin(\delta_{1R2}) \cdot Q_1 - \sin(\delta_{3R2}) \cdot Q_3 - \cos(\delta_{3R2}) \cdot \cos(\delta_{1R2}) \cdot Q_{R3}}{\cos(\delta_{31}) \cdot \cos(\delta_{1R2}) \cdot Q_1 - \sin(\delta_{31}) \cdot Q_3 - \sin(\delta_{1R2}) \cdot Q_{R2}} \right]^2 \right\}^{-1} \right\} \quad (6)$$

$$\hat{y}_{42}^{(N)} = \hat{f}_{FR2}^{(N)2} = \left\{ 1 + \left[\frac{a_1^{(N)}}{a_{R1}^{(N)}} \cdot \frac{\sin(\delta_{2R1}) \cdot Q_2 + \cos(\delta_{2R1}) \cdot Q_{R1}}{\cos(\delta_{31}) \cdot \cos(\delta_{1R2}) \cdot Q_1 - \sin(\delta_{31}) \cdot Q_3 - \sin(\delta_{1R2}) \cdot Q_{R2}} \right] \cdot \left[1 + \left(\frac{a_1^{(N)}}{a_{R2}^{(N)}} \cdot \frac{\sin(\delta_{1R2}) \cdot Q_1 - \sin(\delta_{3R2}) \cdot Q_3 - \cos(\delta_{3R2}) \cdot \cos(\delta_{1R2}) \cdot Q_{R3}}{\cos(\delta_{31}) \cdot \cos(\delta_{1R2}) \cdot Q_1 - \sin(\delta_{31}) \cdot Q_3 - \sin(\delta_{1R2}) \cdot Q_{R2}} \right)^2 \right]^{-0.5} \right\}^{w_4} \cdot \frac{2}{w_4} \quad (7)$$

Nelle Equazioni 2-7, i parametri $a_i^{(N)}$ controllano la dimensione della Superficie Ultima nelle direzioni coordinate ($i=1,2,R1,R2,R3$), mentre $Q_{30}^{(N)}$ e $f_{q3}^{(N)}$ ne definiscono l'ampiezza lungo l'asse Q_3 . Il rapporto $r^{(N)}/b^{(N)}$ identifica la forma del luogo ultimo nello spazio Q_1 - Q_2 - Q_3 : al decrescere di $r^{(N)}/b^{(N)}$ la Superficie Ultima perde la forma ovoidale degenerando in un'ellisse per $r^{(N)}/b^{(N)} < 0.05$. Il generico angolo θ_{ij} identifica la direzione di carico, essendo pari a $\arctg(Q_j/Q_i)$. I termini t_i sono le traslazioni della Superficie nella direzione i , mentre δ_{ij} producono una rotazione dell'iper-uovo generalizzato nel piano Q_i - Q_j . Infine, w_i sono gli esponenti delle relazioni super-ellittiche che controllano la modalità con cui la

capacità ultima del sistema si riduce al crescere dei momenti esterni Q_{Ri} . I parametri della Superficie Ultima generalizzata si possono identificare mediante la procedura proposta da Gorini (2024).

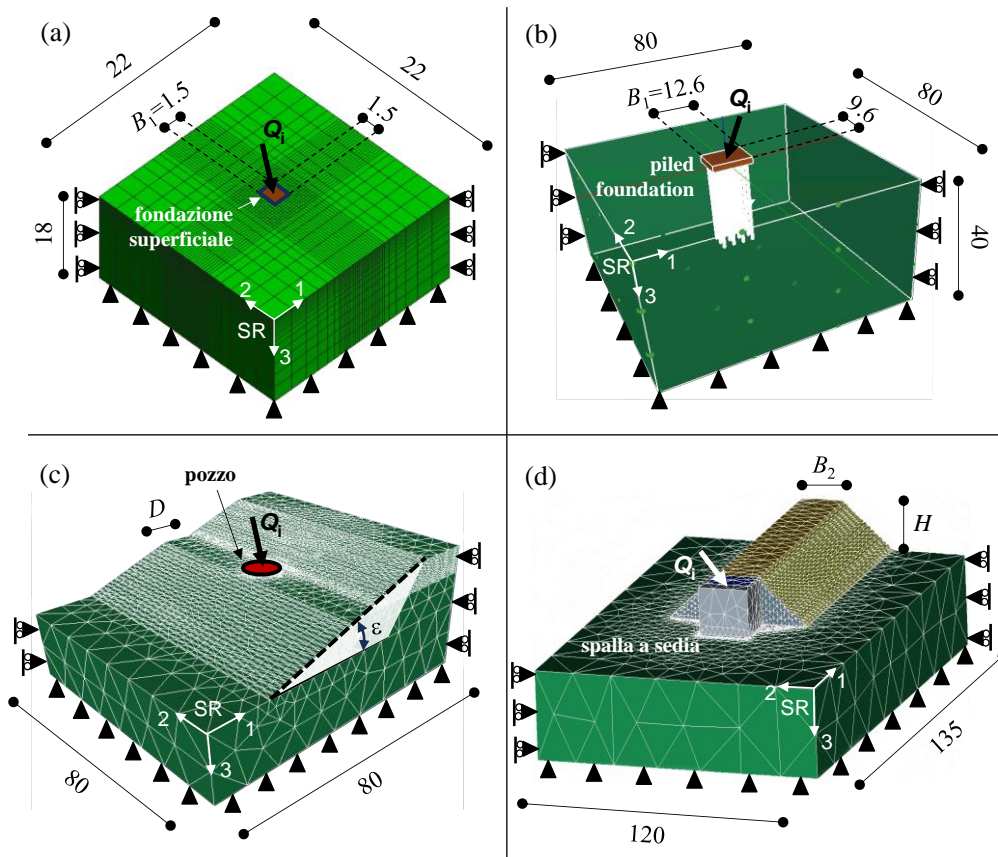


Figura 2: Modelli numerici riferimento per il caso di a) fondazione superficiale (Lombardi et al., 2024), b) fondazione su pali, c) fondazione a pozzo su pendio e d) spalla di ponte (SR = sistema di riferimento).

4. Validazione

Si mostra la capacità della Superficie Ultima generalizzata di adattarsi ai sistemi geotecnici in Figura 2, ovvero: fondazione superficiale e su pali con platea a contatto con il terreno (Casi 1 e 2), fondazione a pozzo con piano di campagna inclinato (Caso 3) e una spalla con fondazione profonda (Caso 4). Una descrizione completa dei casi considerati è riportata in Gorini (2024).

I risultati sono rappresentati in forma adimensionale, normalizzando le forze e i momenti rispetto a $Q_3^{(+)}$ e $LQ_3^{(+)}$ ($Q_3^{(+)} = 0.4, 226.5, 4521.1, 209.1$ MN carico limite verticale centrato a compressione rispettivamente per i Casi 1, 2, 3, 4). In particolare, L è pari alla lunghezza massima della piastra di fondazione, $B_1 = 1.5$ e 12.6 m, per i Casi 1 e 2, al diametro della fondazione, $D = 5$ m, per il Caso 3, e all'altezza, $H = 8.5$ m, del muro centrale per il Caso 4.

Il confronto tra i carichi ultimi ottenuti con i modelli numerici e quelli predetti dal modello analitico di Superficie Ultima è mostrato in Figura 3, limitatamente alle combinazioni tra il carico verticale Q_3 e orizzontale Q_1 , e considerando un momento esterno $Q_{R2} = 0, 0.5Q_{R2}^{(max)}$ ($Q_{R2}^{(max)}$ = massimo momento limite intorno l'asse 2). La Superficie Ultima riproduce bene il dominio ammissibile per tutti gli schemi considerati. La forma del luogo ultimo nel piano Q_1 - Q_3 è distintamente ovoidale per la fondazione superficiale e su pali (Figure 3a,b), mentre diviene pressoché ellissoidica per la fondazione a pozzo e la spalla (Figure 3c,d). In tutti i casi il dominio ammissibile è decentrato lungo l'asse Q_3 , in particolare nel caso della fondazione superficiale e profonda (in quest'ultimo caso principalmente per effetto del

contatto platea-terreno). Per la fondazione a pozzo su un pendio e per la spalla, anche la resistenza in direzione longitudinale è fortemente sensibile al verso dei carichi, con un netto aumento della capacità quando il carico risultante è diretto verso monte/il terrapieno. Per questi sistemi, inoltre, la Superficie Ultima è ruotata, come conseguenza dell'effetto favorevole o contrastante della combinazione dei carichi Q_1 - Q_3 sull'attivazione di meccanismi plastici globali.

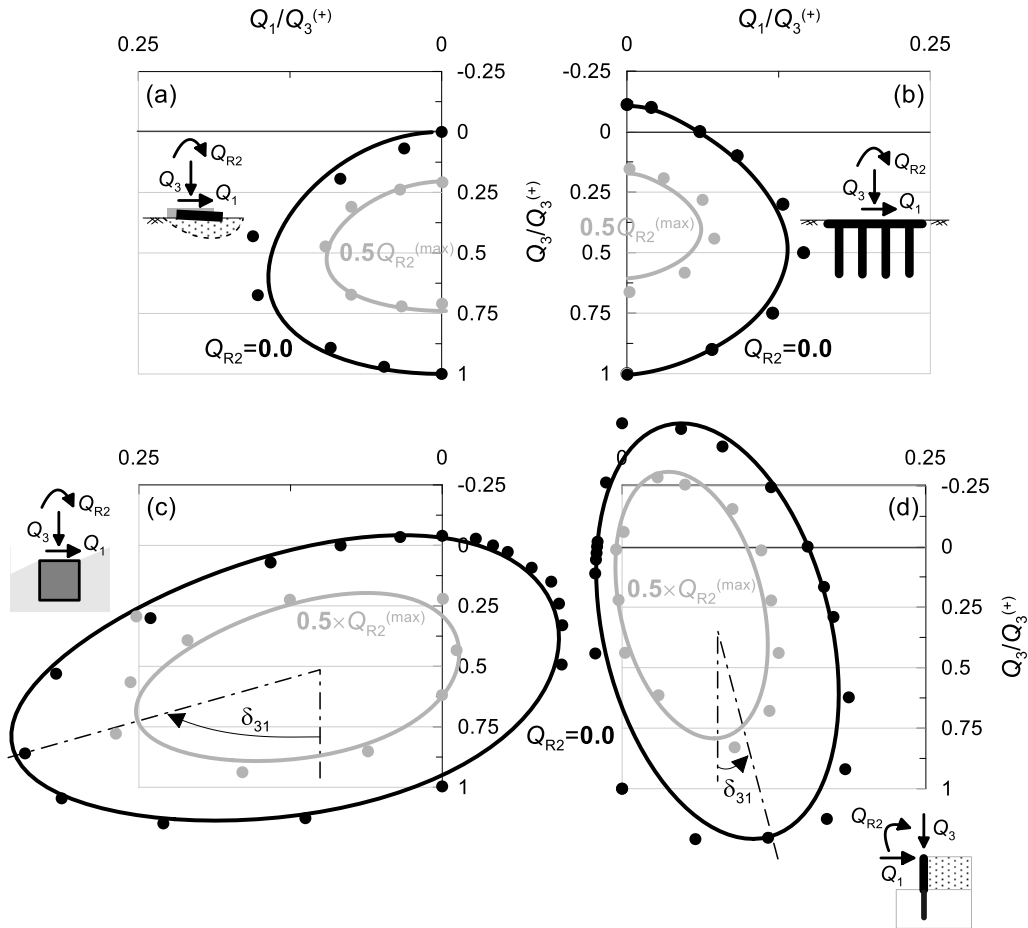


Figura 3: Risultati numerici (cerchi) vs Superficie Ultima generalizzata (linee continue): combinazioni di carico Q_1 - Q_3 - Q_{R2} che producono il collasso per gli schemi di a) fondazione superficiale, b) fondazione su pali con platea a contatto col terreno, c) fondazione a pozzo, d) spalla con fondazione su pali ($Q_i > 0$ come da schemi di carico in figura).

La Figura 4 illustra infine l'effetto del momento Q_{R3} intorno all'asse verticale sul carico limite orizzontale della fondazione su pali e della spalla (Casi 2 e 4). Il carico limite orizzontale si riduce sempre all'aumentare di Q_{R3} , in quanto quest'ultimo contribuisce a mobilitare la resistenza flessionale dei pali di fondazione. Il carico ultimo combinato Q_1 - Q_{R3} segue una relazione ellittica nel caso della fondazione su pali e super-ellittica per la spalla. Questo effetto, trascurato dalle formulazioni esistenti, è invece ben colto dalla Superficie Ultima generalizzata.

5. Conclusioni

Si è proposto un modello analitico di valutazione dei sistemi geotecnici allo Stato Limite Ultimo. Come diretta conseguenza, si è derivata una risposta unificata del Macroelemento Termodinamico Inerziale, considerando la totalità delle azioni trasmesse dalla struttura in elevazione.

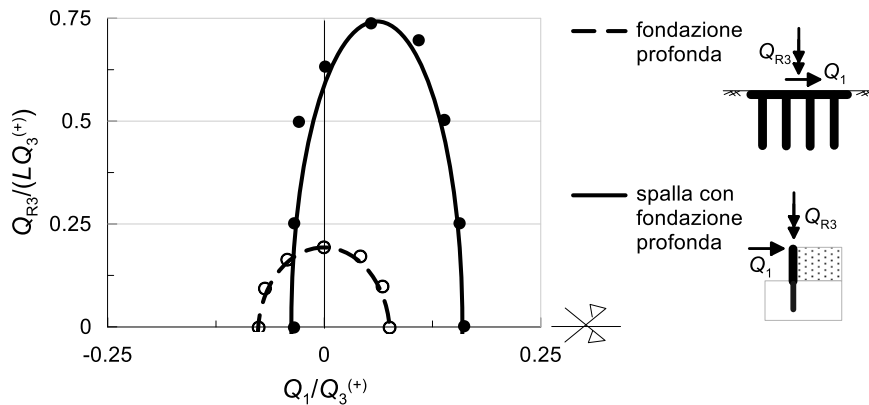


Figura 4: Risultati numerici (cerchi) vs Superficie Ultima generalizzata (linee): effetto del momento esterno intorno all'asse verticale sul carico limite orizzontale degli schemi di a) fondazione su pali con platea a contatto col terreno e b) spalla con fondazione su pali ($Q_i > 0$ come da schemi di carico in figura).

La Superficie Ultima proposta riesce a prevedere i carichi limite generalizzati per sistemi geotecnici ricorrenti nella progettazione. L'inclusione della Superficie nel formalismo termodinamico del TIMg e la disponibilità di quest'ultimo nell'ambiente *open-source* OpenSees facilitano la considerazione esplicita dei caratteri dominanti dell'interazione terreno-struttura nell'analisi estensiva delle opere, quali la marcata non-linearità, la dipendenza dalla frequenza e il carattere direzionale della risposta.

Bibliografia

- Chatzigogos, C. T., Figini, R., Pecker, A., & Salencon, J. (2011). A macroelement formulation for shallow foundations on cohesive and frictional soils. *Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech.*, 35 (8), 902-931.
- Cremer, C., Pecker, A., & Davenne, L. (2001). Cyclic macro-element for soil-structure interaction: material and geometrical non-linearities. *Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech.*, 25 (13), 1257-1284.
- Gorini, D. N.. A unified thermodynamic-based macroelement approach. Inviato a *Acta Geotechnica* (2024).
- Gorini, D. N., Callisto, L., Whittle A. J., & Sessa, S. (2023). A multiaxial inertial macroelement for bridge abutments. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 47(5), 793-816.
- Gorini, D. N., & Callisto, L. (2023). A multiaxial inertial macroelement for deep foundations. *Computers and Geotechnics*, 155, 105222, doi: <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2022.105222>.
- Gorini, D. N., & Callisto, L. (2022). A class of thermodynamic inertial macroelements for soil-structure interaction. In *Springer Series in Geotechnical, Geological and Earthquake Engineering*, 1095-1102, doi: 10.1007/978-3-031-11898-2_87.
- Iodice, C., Iovino, M., Di Laora, R., de Sanctis, L., & Mandolini, A. (2024). A strain-hardening macro-element model for pile groups under vertical–horizontal-moment loading. *Acta Geotechnica*, <https://doi.org/10.1007/s11440-023-02174-y>.
- Lombardi, G., Gorini, D. N., & Callisto, L. (2024). On the dynamic response of shallow foundations in saturated soils. *Proceedings of the 8th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering – 8ICEGE*, 7-10 May 2024, Osaka, Japan.
- Nova, R., & Montrasio, L. (1991). Settlements of shallow foundations on sand. *Geotechnique*, 41(2), 243-256.
- Page, A. M., Grimstad, G., Eiksund, G. R., & Jostad, H. P. (2018). A macro-element model for multidirectional cyclic lateral loading of monopiles in clay. *Comput Geotech*, 106, 314-326.
- Roscoe, K. H., & Schofield, A.N. (1956). The stability of short pier foundations on sand. *Br. Weld. J.*, 343-354.
- Salciarini, D., & Tamagnini, C. (2009). A hypoplastic macroelement model for shallow foundations under monotonic and cyclic loads. *Acta Geotech.*, 4 (3), 163-176.
- Ziegler, H. (1977). *An introduction to thermomechanics*. North Holland, Amsterdam.



IMPLEMENTAZIONE SU UN CODICE DI CALCOLO COMMERCIALE DI UNA STRATEGIA PER LA SIMULAZIONE DELLO SCAVO MECCANIZZATO IN CONDIZIONI DI AMMASSO SPINGENTE

Edoardo Lusini

Sapienza Università di Roma

edoardo.lusini@uniroma1.it

Riccardo Tosatto

Università di Bologna

riccardo.tosatto@studio.unibo.it

Paolo Perazzelli

PINI Group

paolo.perazzelli@pini.group

Daniela Boldini

Sapienza Università di Roma

daniela.boldini@uniroma1.it

Sommario

Sempre più spesso gallerie realizzate in meccanizzato si trovano ad attraversare ammassi rocciosi in condizioni di *squeezing*, in cui il cavo tende a chiudersi sullo scudo generando attriti che il sistema di spinta della TBM deve vincere per permettere l'avanzamento dello scavo. La modellazione numerica di questo fenomeno è di particolare importanza nella pratica progettuale, permettendo di determinare la convergenza dell'ammasso nella zona del fronte di scavo e le pressioni esercitate dall'ammasso sullo scudo, nonché di stimare da queste la spinta minima necessaria per evitare il blocco della macchina TBM. Nella presente nota viene proposta una strategia per la modellazione del problema di interazione secondo una procedura di tipo *step-by-step* in condizioni assialsimmetriche, sviluppata all'interno di un noto codice di calcolo FEM commerciale. L'aspetto più significativo è rappresentato dalla modellazione della chiusura dell'ammasso sullo scudo, che si manifesta con un repentino cambio di rigidità all'interfaccia tra i due materiali, ed è pertanto difficile da trattare con i soli elementi finiti tradizionali. La soluzione esaminata utilizza in modo innovativo elementi interfaccia già presenti nelle librerie del *software* e alcune funzionalità già sviluppate ma non ancora ufficialmente disponibili, per poter simulare l'instaurarsi di un contatto tra scudo ed ammasso inizialmente separati, proponendosi come uno strumento utile e di semplice applicazione a disposizione del progettista.

1. Introduzione

Una tendenza dell'ammasso roccioso a sviluppare elevate convergenze già a ridosso del fronte di scavo, o condizioni di *squeezing*, pone importanti problematiche alle lavorazioni di cantiere. Nel caso di scavo meccanizzato, il blocco dello scudo per eccessive pressioni esercitate dall'ammasso è l'aspetto più critico che deve essere scongiurato fin dalle fasi progettuali. Le condizioni di *squeezing* non sono definite in maniera univoca dai diversi autori e l'accento è di volta in volta posto solo sull'elevata

convergenza o sul comportamento tempo-dipendente associato a *creep* (Barla, 2001). Nel seguito, viene trascurato in prima approssimazione in comportamento dipendente dal tempo.

Analisi tridimensionali complete con avanzamento *step-by-step* sono da considerarsi la strategia di elezione per una trattazione accurata del fenomeno, specialmente accoppiate con una modellazione costitutiva avanzata dell'ammasso. Nella pratica progettuale, tuttavia, si preferisce avvalersi di metodi più speditivi, comunque in grado di catturare l'essenza tridimensionale del fenomeno, come nel caso di analisi assialsimmetriche *step-by-step*.

Concentrandosi su questa semplificazione del problema, Ramoni & Anagnostou (2006) hanno sviluppato un metodo per studiare l'interazione tra scudo e ammasso roccioso basata sull'utilizzo di molle non lineari concentrate ai nodi appositamente implementate nel codice commerciale agli elementi finiti Abaqus (Smith, 2009). In abbinamento alle molle concentrate sono stati impiegati elementi finiti lineari, uno per passo di avanzamento, che da un lato evitano le oscillazioni della soluzione legate alla discretizzazione *step-by-step* e dall'altro consentono la semplice definizione delle rigidità delle molle per aree di influenza. A tergo dello scudo altre molle concentrate ai nodi rappresentano invece il rivestimento, con quest'ultimo immaginato cilindrico a parete sottile, elastico lineare e da subito in contatto con l'ammasso. Il metodo è stato più recentemente utilizzato in Nordas et al. (2023) e rappresenta un'applicazione con approccio *step-by-step* dello stesso metodo descritto con più dettaglio in Ramoni & Anagnostou (2010) per un approccio *steady-state*.

Nel presente studio questa strategia viene modificata per adattarsi alle peculiarità del codice FEM Plaxis V2023.1 (Brinkgreve et al., 2023). Il problema in esame è schematizzato in Figura 1.

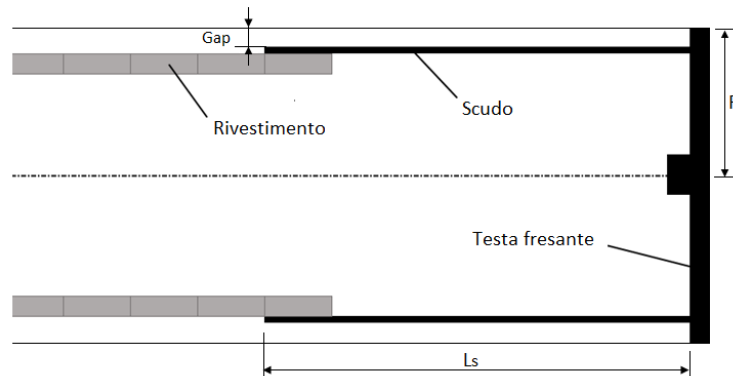


Fig. 1. Schema dello scavo meccanizzato di una galleria con testa fresante, scudo, rivestimento e gap tra diametro di scavo e diametro di estradosso dello scudo.

2. Sintesi del metodo

La strategia sviluppata su Plaxis introduce alcune differenze legate all'indisponibilità di elementi finiti lineari per discretizzare i volumi di terreno e di molle non lineari per modellare lo scudo. Il *software*, infatti, consente all'utente la sola scelta tra elementi finiti a 6 nodi e a 15 nodi, entrambi più che lineari, mentre elementi molla puntuali sono caratterizzati da un legame forza-spostamento elastico lineare. L'interazione discreta ai nodi viene pertanto sostituita da una superficie di contatto diffusa modellata con elementi interfaccia elastici. La rigidità dello scudo, approssimato con un cilindro elastico a parete sottile, confluisce nella rigidità normale dell'interfaccia, k_n .

La presenza al fronte di un vuoto concentrico, dovuto alla differenza in diametro tra la testa fresante (più eventuale sovrascavo) e lo scudo, è modellata assegnando un *gap* iniziale all'interfaccia, in analogia al metodo sviluppato da Rowe et al. (1983) per le condizioni piane. La possibile formazione di un *gap* in corrispondenza di un'interfaccia (la cui apertura è salvata durante l'analisi come variabile di stato) è una caratteristica ben nota agli utenti di Plaxis; la particolarità, in questo caso, sta nel suo utilizzo come *input* dell'analisi, attraverso la definizione di un *gap* iniziale. È così possibile rappresentare un repentino

aumento di rigidità una volta stabilito un contatto tra scudo e terreno, replicando il comportamento della molla non lineare introdotta in Ramoni & Anagnostou (2010). Quest'ultima funzionalità è stata recentemente sviluppata dagli sviluppatori del *software*, ma non è ancora ufficialmente disponibile nelle *release* commerciali, poiché in fase di validazione.

Dal punto di vista pratico, il *gap* iniziale viene assegnato solo all'interfaccia attivata nell'ultimo *step* di avanzamento, mentre i *gap* delle interfacce relative agli avanzamenti precedenti vengono lasciati liberi di evolvere ed eventualmente di annullarsi sviluppando quindi una pressione di contatto sullo scudo. Tale pressione viene calcolata da Plaxis moltiplicando la compenetrazione dei nodi di interfaccia per la rigidità assegnata allo scudo.

Le interfacce attive (Figura 2) utilizzate per descrivere l'interazione ammasso-scudo collegano sempre, tramite la loro rigidità elastica, da una parte i nodi dell'ammasso e dall'altra nodi di bordo che devono essere vincolati. Il vincolamento consiste nel fissare tutti i gradi di libertà su questo contorno attraverso l'assegnazione di uno spostamento imposto, che necessita di calibrazione ad ogni *step*.

La porzione di ammasso davanti al fronte, dove vengono sperimentate pre-convergenze non nulle, contiene interfacce disattivate sul futuro contorno del cavo. A seguito dell'avanzamento dello scavo l'interfaccia subito dietro al fronte viene attivata con un *gap* iniziale assegnato rispetto alla configurazione deformata. Lo spostamento imposto da applicare per "fissare" i nodi sul contorno interno del cavo deve essere imposto proprio pari alla pre-convergenza relativa allo *step* precedente. In particolare, alcune prove numeriche hanno permesso di individuare come maggiormente rappresentativo quello relativo ad un punto specifico (punto A in Figura 2). Tale spostamento è noto grazie alla lettura dell'*output* dell'analisi ad ogni fase, con una procedura al momento manuale, ma che verrà automatizzata in futuro con l'utilizzo di uno *script* Python.

L'entità dello spostamento da imporre alle interfacce attive non varia della stessa quantità ad ogni fase, ma anzi tende a stabilizzarsi dopo poche fasi di avanzamento, comunque necessarie per ottenere una soluzione non influenzata dalle condizioni al contorno, questo ultimo posto inferiormente nel modello (Figura 2).

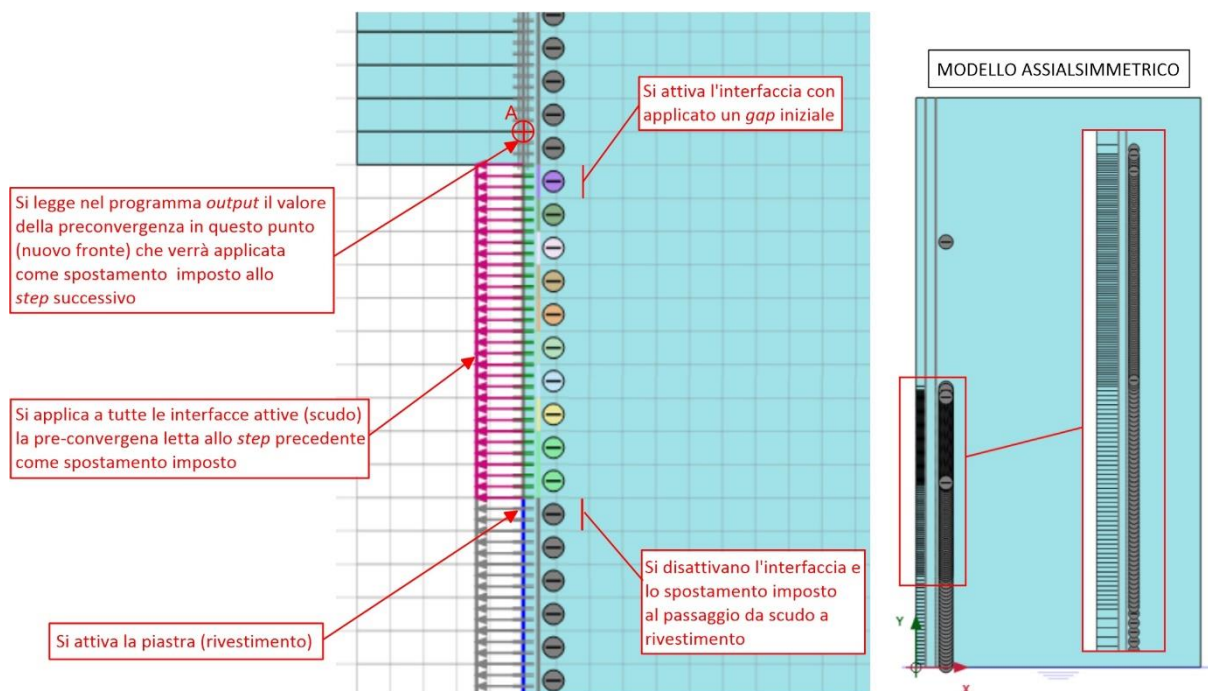


Fig 2. Sequenza operativa da applicare per ogni step di avanzamento con modello assialsimmetrico.

Una limitazione legata alla definizione delle interfacce in Plaxis risiede nella possibilità di inizializzare soltanto un *gap* costante tra interfaccia e terreno, che pertanto non tiene conto dell'effettivo profilo longitudinale dello scudo (tronco-conicità) e dei cedimenti del terreno (LDP, *Logitudinal Displacement Profile*). Il *gap* iniziale assegnato è intrinsecamente legato ad uno specifico materiale, e quindi materiali diversi devono essere assegnati ad ogni segmento di scudo per poter inizializzare *gap* diversi, in fasi diverse. A rigore sarebbe applicabile soltanto all'ipotetico caso in cui il profilo dello scudo e il profilo dei cedimenti lungo il passo di avanzamento fossero perfettamente paralleli; tuttavia, l'approssimazione introdotta è trascurabile se la spaziatura tra avanzamenti consecutivi è sufficientemente ridotta. Il *gap*, che viene inizializzato parallelo, è inoltre parzialmente regolato, durante lo *step* di calcolo, attraverso l'applicazione dello spostamento imposto ai nodi "interni" di interfaccia. Altre limitazioni sono, al momento, la possibilità di assegnare al terreno soltanto un modello costitutivo elastico lineare e di utilizzare solamente scudi a diametro costante.

Oltre all'interazione scudo-terreno, il metodo prevede, a una distanza dal fronte pari alla lunghezza dello scudo, l'attivazione di elementi bidimensionali piastra (*plate*) che simulano il rivestimento, contestualmente alla disattivazione delle interfacce precedentemente descritte. Il rivestimento, come in Nordas et al. (2023), è posto direttamente a contatto col terreno, simulando un'iniezione di intasamento immediatamente efficiente e quindi senza introdurre né l'ulteriore *gap* scudo-rivestimento, né la malta di iniezione e il suo progressivo indurimento.

Una attenzione particolare è necessaria nella definizione delle rigidità da assegnare alle interfacce disattivate: una rigidità normale relativamente elevata deve essere assegnata alle interfacce nella zona ancora da scavare, mentre la stessa rigidità dello scudo deve essere mantenuta in corrispondenza del rivestimento. Nonostante siano disattivate, infatti, le interfacce di Plaxis mantengono una rigidità elastica solo 10 volte più grande di quella assegnata, per evitare problemi numerici. In questa ottica, l'utilizzo di una interfaccia più deformabile davanti al fronte causerebbe la parziale compenetrazione tra nodi omologhi di terreno ai due lati dell'interfaccia, aumentando impropriamente la deformabilità dell'ammasso. Per quanto riguarda la rigidità tangenziale (k_t), meno influente sui risultati, si raccomanda l'impiego di rigidità elevate, ma non tanto da generare instabilità numeriche.

3. Validazione

Il metodo è stato validato dapprima su analisi piane, con terreno elastico e, limitatamente a queste condizioni, anche elastoplastico, per le quali è possibile calcolare le soluzioni analitiche col metodo "convergenza-confinamento". Lo scavo è stato simulato in una singola fase, disattivando il volume interno allo scavo dopo aver applicato uno stato tensionale uniforme di 2MPa. Un *gap* di 1 mm è stato assegnato all'inizio dell'analisi. In Figura 3 sono riportati i parametri assunti per le analisi elastoplastiche, insieme con il modello FEM in condizioni di deformazione piana utilizzato in Plaxis. I risultati sono in perfetto accordo con quelli analitici, con una convergenza stimata in $u_\infty = 2.02$ mm e una pressione sullo scudo di circa 509 kPa.

Il passaggio successivo è consistito nell'estendere la trattazione al caso di analisi assialsimmetrica *step-by-step* (vedi Figura 2), dapprima rappresentando solo l'avanzamento di uno scudo a diametro costante indefinitamente esteso e quindi analizzando il caso più realistico di scudo di lunghezza finita seguito da un rivestimento definitivo immediatamente a contatto col terreno tramite iniezione di intasamento. Per ridurre il numero delle fasi di calcolo e la mole di risultati salvati, senza però ridurre l'accuratezza, si è scelto di utilizzare un passo di avanzamento variabile da un valore di 2 m presso il bordo laterale ad un valore di 0.5 m nell'area centrale del modello, passando per un valore intermedio di 1 m.

L'ammasso è stato considerato elastico, con gli stessi parametri riportati in Figura 3, e sottoposto a una tensione litostatica isotropa di 2 MPa. Alle interfacce attive tra ammasso e scudo e quelle inattive tra ammasso e rivestimento sono state assegnate le stesse proprietà adottate nelle analisi di validazione *plane-strain* (Figura 3). Alle interfacce inattive davanti al fronte, invece, sono stati assegnati valori di rigidità molto elevati per entrambe le componenti $k_n = k_t = 10^3$ GPa.

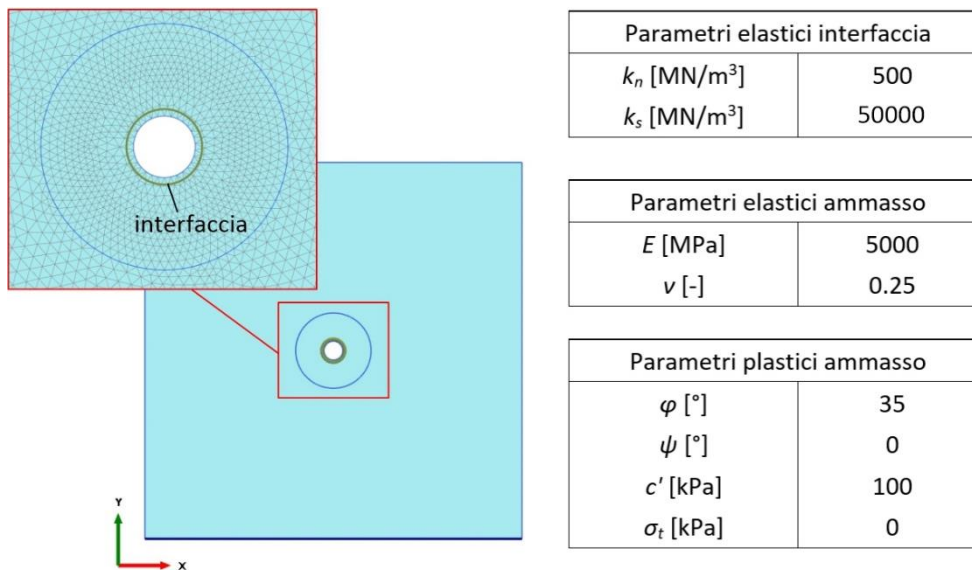


Fig 3. Parametri e modello FEM per l'analisi di validazione in condizioni di deformazione piana e ammasso elastoplastico.

Il *gap* iniziale tra diametro di scavo e estradosso dello scudo è stato posto pari a 1.5 mm. Il rivestimento, infine, è stato modellato con elementi *plate* con rigidità assiale $EA = 5000$ MN/m, rigidità flessionale $EI = 16.667$ MN m²/m e coefficiente di Poisson $\nu = 0.2$.

In Figura 4 si riportano i principali risultati delle analisi. Nel grafico superiore la LDP ottenuta in Plaxis è messa a confronto con la LDP in condizioni di scavo non sostenuto, sempre calcolata numericamente con Plaxis. Si osserva una certa oscillazione nel profilo delle convergenze, specialmente nel tratto corrispondente al rivestimento, meno rigido dello scudo e caratterizzato da passi di avanzamento più ampi. Tale andamento, che non si riscontra ad esempio nei risultati presentati in Nordas et al. (2023), è facilmente imputabile agli elementi finiti di ordine superiore utilizzati in Plaxis (elementi finiti triangolari a 15 nodi), molto più deformabili degli elementi finiti lineari utilizzati in Abaqus, che nascondono l'oscillazione dalla soluzione.

Nel grafico inferiore sono graficate le pressioni che si sviluppano su scudo e rivestimento longitudinalmente rispetto al fronte. Si osserva il caratteristico picco di pressioni sul tratto distale dello scudo, dovuto alla diversa rigidità di scudo e rivestimento, mentre le oscillazioni già osservate per la LDP risultano maggiormente accentuate per le pressioni sul rivestimento. La soluzione simulata con Plaxis tende almeno approssimativamente alla soluzione analitica (calcolata con il solito metodo "convergenza-confinamento") a una distanza notevole dal fronte di scavo ($p_\infty \sim 37$ kPa).

4. Conclusioni

Il presente articolo descrive una procedura applicabile nelle analisi agli elementi finiti condotte con il codice Plaxis 2D in condizioni assialsimmetriche. Essa permette la simulazione dell'interazione scudo-ammasso e rivestimento-ammasso nel caso di scavo meccanizzato in condizioni spingenti, consentendo l'analisi del rischio di blocco della macchina. Nelle analisi sono impiegati elementi interfaccia a cui è possibile applicare un *gap* iniziale per poter simulare l'interazione tra scudo ed ammasso inizialmente non a contatto. Tale funzionalità non è ancora ufficialmente disponibile agli utenti del *software* in quanto in fase di validazione da parte degli scriventi. L'approccio messo a punto, testato fino ad ora su un modello elastico di ammasso, fornisce risultati realistici e riproducibili con altri software di calcolo. Le analisi saranno estese nel futuro alla simulazione di casi più realistici in cui il modello costitutivo dell'ammasso è di tipo elasto-plastico e la geometria dello scudo è di tipo tronco-conica.

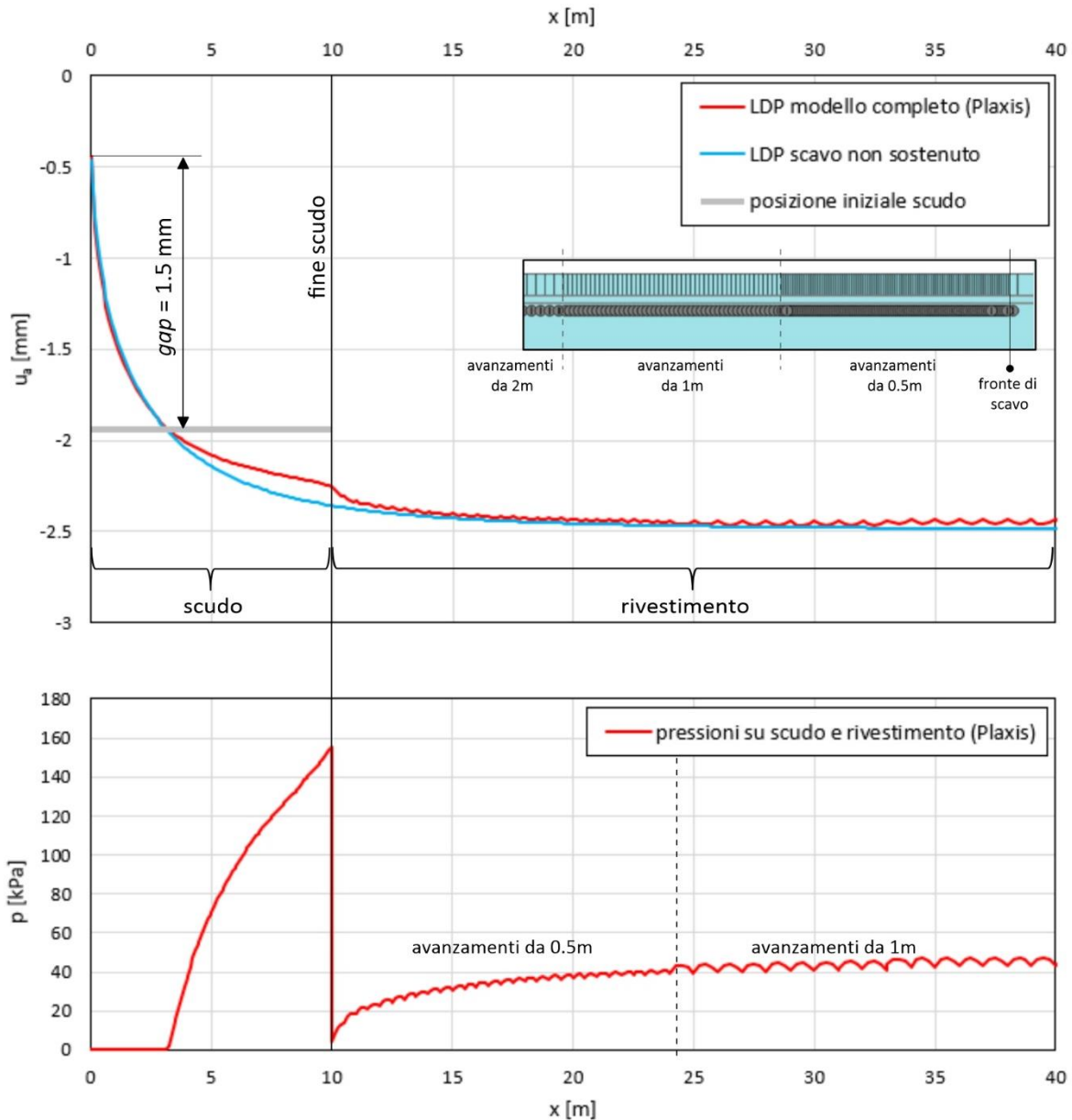


Fig 4. Risultati del modello assialsimmetrico step-by-step in termini di profilo longitudinale delle convergenze (LDP) e pressioni su scudo e rivestimento.

Bibliografia

- Barla G. (2001). "Tunnelling under squeezing rock conditions". Euro-summer-School in Tunnel Mechanics, Innsbruck, 169-268.
- Brinkgreve R.B.J., Kumarswamy S., Swolfs W.M., Fonseca F., Zalamea N., Ragi Manoj N., Singh K., Zampich, L. (2023). PLAXIS 2D 2023.1 Manuals.
- Nordas A.N., Natale M., Leone T., Anagnostou G. (2023). "Thrust force requirements in fault zones with squeezing ground", *Computer and Geotechnics*, 160, 105479.
- Ramoni M., Anagnostou G. (2006). "On the feasibility of TBM drives in squeezing ground", *Tunnelling and Underground Space Technology*, 21(3-4), 262.
- Ramoni M., Anagnostou G. (2010). "Thrust force requirements for TBMs in squeezing ground", *Tunnelling and Underground Space Technology*, 20(4), 433-455.
- Rowe R.K., Lo K.Y., Kack G J. (1983). "A method of estimating surface settlement above tunnels constructed in soft ground", *Canadian Geotechnical Journal*, 20(1), 11-22.
- Smith M., (2009). ABAQUS/Standard User's Manual, Version 6.9. Dassault. Systèmes Simulia Corp, Providence, Rhode Island (USA).



MITIGAZIONE DEL RISCHIO DI SOLLEVAMENTO DI CONDOTTE INTERRATE IN MATERIALE GRANULARE LIQUEFATTO

Pietro Marveggio
Politecnico di Milano
pietro.marveggio@polimi.it

Luca Flessati
Technische Universiteit Delft a
l.flessati@tudelft.nl

Sommario

Le condotte interrato sono particolarmente vulnerabili alla liquefazione: l'incremento della pressione neutra può causare una significativa riduzione o completo annullamento degli sforzi efficaci e spingere le condotte verso l'alto fino a raggiungere la superficie. Nella pratica progettuale e nella letteratura esistono diversi metodi di mitigazione del sollevamento delle condotte, ma, quando l'area potenzialmente liquefacibile è particolarmente estesa, questi metodi possono risultare estremamente costosi e avere un impatto ambientale significativo. In questa nota è presentato un nuovo metodo di mitigazione che prevede l'utilizzo di geomembrane e la compattazione del terreno in prossimità della condotta. La messa in opera è possibile in due diverse configurazioni per garantire l'applicabilità sia nel caso di nuove condotte che di condotte esistenti. La soluzione progettuale si basa su un approccio agli spostamenti, la cui entità dipende dalla geometria della geomembrana ed è stimabile attraverso un modello teorico semplificato. L'efficacia del metodo è stata dimostrata tramite prove di laboratorio su piccola scala.

1. Introduzione

Negli ultimi decenni le reti di condotte interrato hanno visto un notevole sviluppo. Non è raro che le condotte attraversino zone sismicamente attive e strati potenzialmente liquefacibili. In questo secondo caso in letteratura sono riportati casi in cui, a seguito di parziale o completa liquefazione del terreno, le condotte hanno registrato un sollevamento fino a raggiungere il piano campagna (Yasuda et al., 1995, Koseki et al., 2000, Tobita et al., 2009). Questo fenomeno ha il potenziale di causare danni strutturali che possono compromettere il funzionamento dell'infrastruttura e provocare la fuoriuscita dei fluidi trasportati.

Nella letteratura e nella pratica sono presenti diversi approcci volti alla mitigazione del rischio associato al sollevamento delle condotte. Questi possono essere essenzialmente suddivisi in due categorie: (i) interventi di natura meccanica e (ii) interventi di natura idraulica. Gli interventi di natura meccanica possono essere volti ad aumentare il peso equivalente delle condotte (rivestendo la condotta con calcestruzzo o posizionando pesi aggiuntivi al di sopra della condotta, Castiglia et al., 2017, 2021), a creare artificialmente legami intergranulari (e.g. tramite iniezioni, Andrus & Chung, 1995) o ancorare la condotta tramite elementi strutturali (Castiglia et al., 2017). Al contrario, gli interventi di natura

idraulica sono volti a ridurre l'accumulo di pressione neutra in eccesso (installazione di dreni, Castiglia et al., 2021) ed evitare la liquefazione. Tutti questi tipi di intervento sono generalmente costosi e caratterizzati da notevole impatto ambientale e pertanto non sono adatti nel caso in cui una condotta attraversi vaste aree potenzialmente liquefacibili.

In questa nota si vuole presentare il nuovo metodo di mitigazione proposto in Flessati et al., (2023). Questo metodo si basa su:

- (i) la densificazione del terreno al di sopra della condotta, che eviti o limiti l'accumulo di pressione in eccesso nel terreno in prossimità della condotta
- (ii) l'installazione di una geomembrana in prossimità della condotta, che renda idraulicamente indipendente il terreno ed eviti l'aumento di pressione neutra associato alla filtrazione verso l'alto indotta dalla liquefazione di strati profondi (Seed & Lee, 1966).

L'efficacia di questa tecnica è dimostrata tramite prove di laboratorio in piccola scala, nei quali il processo di riduzione degli sforzi efficaci nel terreno è riprodotto imponendo una filtrazione verticale diretta verso l'alto. L'interpretazione teorica di questi risultati sperimentali ha permesso di sviluppare un approccio progettuale semplificato. Questo approccio consente di progettare l'intervento di mitigazione, data la geometria del sistema e i pesi per unità di volume del terreno e della condotta, al fine di ottenere un determinato spostamento massimo della condotta.

2. Descrizione del metodo di mitigazione

Una delle più pericolose conseguenze delle perturbazioni sismiche su strati di terreno saturi è l'aumento di pressione neutra, che può portare alla fluidificazione del terreno. Questa può essere indotta da (1) l'accumulo ciclico di pressione in eccesso (che porta alla liquefazione ciclica) o (2) da un processo di filtrazione verticale verso l'alto (che può causare sifonamento).

In genere, le condotte interrato sono installate in trincee riempite di terreno compattato a profondità compresa tra 1 e 2 metri. Una volta scelto un evento sismico di progetto, la compattazione può essere progettata per evitare la liquefazione sismo indotta. Anche nel caso di una modesta densificazione dello stato di riporto, per esempio per via di possibili limitazioni del processo di compattazione del terreno, il limitato confinamento associato alla ridotta profondità di installazione dell'infrastruttura limita fortemente l'accumulo di pressione in eccesso in condizioni non drenate. Pertanto, la tecnica di installazione delle condotte si presta facilmente alla mitigazione del rischio di liquefazione associata a processi idromeccanici locali. La compattazione, tuttavia, non può impedire la riduzione degli sforzi efficaci che consegue la filtrazione verticale verso l'alto associata alla liquefazione di strati profondi, su cui è più complesso intervenire.

La strategia di mitigazione proposta si basa sulla separazione idraulica, mediante l'installazione di una geomembrana (in rosso in Fig. 1), della porzione di terreno in prossimità della condotta (Zona A di Fig. 1) dal terreno circostante (Zona B di Fig. 1).

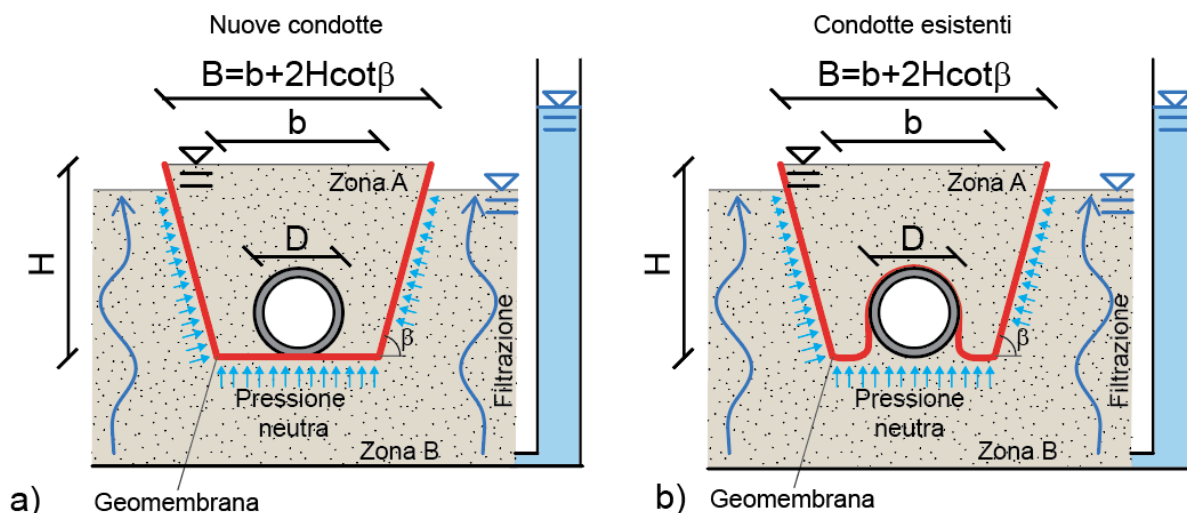


Fig 1. Schema dell'intervento di mitigazione proposto: a) nuove condotte, b) condotte esistenti

La membrana può essere posizionata al di sotto della condotta (Mitigazione Sollevamento A, MSA Fig. 1a) o al di sopra della condotta (MSB, Fig. 1b). Il primo caso è adatto a condotte nuove, mentre il secondo a condotte esistenti. Per ridurre i costi e aumentare la sostenibilità dell'intervento, la trincea può essere riempita con terreno sufficientemente compattato per impedire la liquefazione ciclica.

Grazie alla presenza della geomembrana (e alla compattazione del terreno), il regime di pressioni dell'acqua nella Zona A non è tale da liquefare il terreno anche durante il processo di filtrazione verticale necessario a dissipare le sovrappressioni generatosi in uno strato profondo durante un evento sismico, impedendo così la liquefazione per sifonamento. Il metodo di mitigazione, tuttavia, non agisce sulla Zona B, in cui la pressione dell'acqua potrebbe aumentare e causare la liquefazione del terreno. In questo caso, il terreno fluidificato spinge verticalmente la geomembrana verso l'alto. La zona A (composta da terreno e condotta) è caratterizzata da un peso per unità di volume equivalente poco inferiore rispetto al peso saturo per unità di volume del terreno. Pertanto, la Zona A tenderà a muoversi verso l'alto sino a che non raggiungerà una condizione equilibrata di "galleggiamento". Il metodo di mitigazione proposto non evita l'innescò del meccanismo di sollevamento ma ne mitiga gli effetti, in termini di spostamento finale della condotta.

3. Prove sperimentali e interpretazione teorica

Lo scopo delle prove di laboratorio è quello di mostrare l'efficacia della tecnica di mitigazione e non di indagare i complessi processi idromeccanici locali che avvengono durante una scossa sismica ed il conseguente sollevamento della condotta. Pertanto, l'incremento di pressione neutra è stato imposto mediante una filtrazione verticale dal basso verso l'alto.

L'apparato sperimentale (Fig. 2) consiste in una scatola riempita di sabbia del Ticino (peso per unità di volume $\gamma_{\text{sat}}=18.2\text{kN/m}^3$) per uno spessore di 15cm. La filtrazione è stata indotta controllando la pressione alla base del dominio. Per garantire l'uniformità del flusso dell'acqua, alla base del dominio è stato posizionato uno strato di ghiaia dello spessore di 5cm, separato dalla sabbia mediante un geosintetico da drenaggio. La condotta è stata studiata trascurando gli effetti di incastro in direzione longitudinale, immaginando che la zona di terreno interessata dai processi di fluidificazione per filtrazione sia sufficientemente elevata in relazione al diametro della stessa. Per rappresentarla, è stato utilizzato un tubo in PVC con un diametro $D=5\text{cm}$ e riempito di schiuma poliuretanic. In questo modo si è ottenuto un peso equivalente per unità di volume $\gamma_{\text{eq}}=2.57\text{kN/m}^3$. Il tubo è rigidamente connesso ad una guida verticale ed a una mira ottica, il cui spostamento è stato misurato mediante un laser. Altri dettagli relativi all'apparato sperimentale, qui omessi per brevità sono riportati in Flessati et al., (2023).

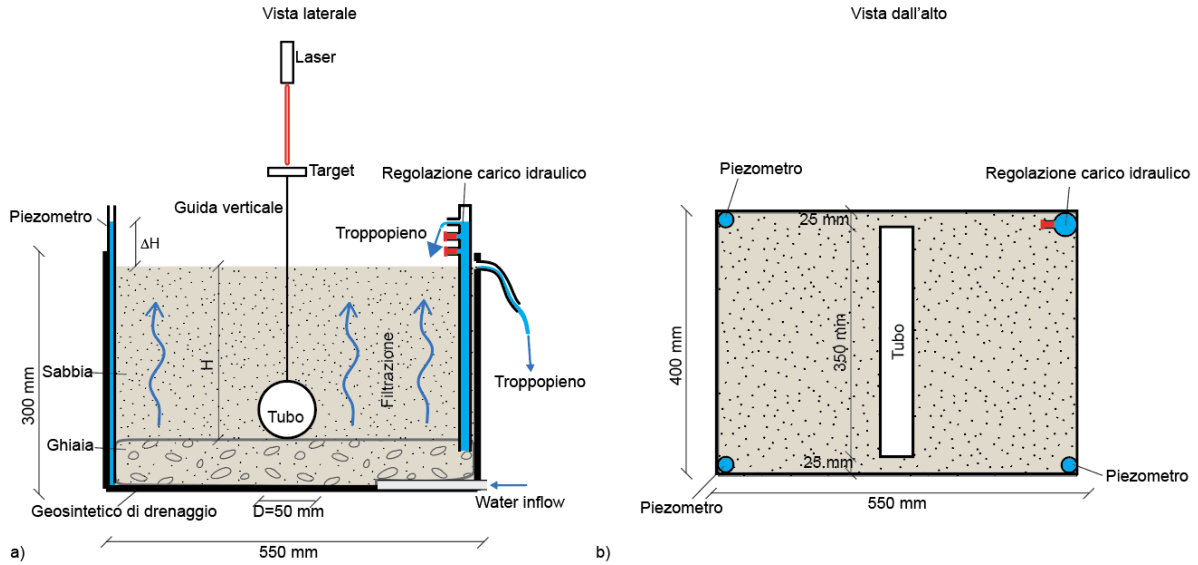


Fig 2. Schema dell'apparato sperimentale

Le prove sono state eseguite incrementando progressivamente il gradiente idraulico (i), ossia incrementando la pressione dell'acqua alla base dello strato, e misurando nel tempo (t) gli spostamenti del tubo (u). La storia di gradiente idraulico imposta è rappresentata in Fig. 3a. I risultati di Fig. 3b fanno riferimento a un caso non mitigato (linea tratteggiata nera), un caso in cui è utilizzato il metodo di mitigazione MSA (Fig. 1a e linea azzurra) e un caso in cui è utilizzato il metodo di mitigazione MSB (Fig. 1b e linea continua nera). Nei casi mitigati $H/D=3$, $b/D=3$ e $\beta=90^\circ$ (le variabili geometriche H , b e β sono definite in Fig. 1).

Dai risultati di Fig. 3b è possibile notare l'effetto dell'intervento di mitigazione: nel caso non mitigato, dopo l'innescò della liquefazione, il tubo continua ad accelerare verso l'alto sino al raggiungimento del piano campagna, mentre nel caso mitigato (sia MSA che MSB), il tubo si muove verso l'alto, ma il moto è caratterizzato da una progressiva decelerazione e il tubo si ferma. Lo spostamento finale (u_f) risulta pari a circa $0.2D$.

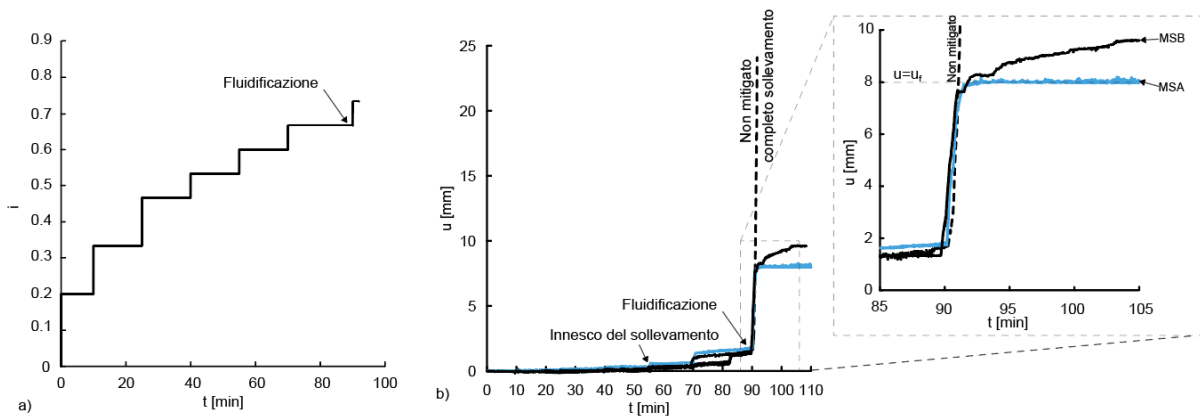


Fig 3. a) storia di gradiente idraulico imposta e b) risultati delle prove

Prevedere il valore finale di spostamento data la geometria dell'intervento di mitigazione, è molto utile da un punto di vista pratico. A tal fine si introduce un approccio basato sul metodo dell'equilibrio limite e che impone l'equilibrio nella configurazione deformata (per $u=u_f$).

Il metodo è basato sulle seguenti ipotesi:

- (i) lo spessore ed il peso della geomembrana sono trascurabili;

- (ii) il sistema composto da membrana, terreno della zona A (Fig. 1) e tubo si comporta come un corpo rigido che può traslare verso l'alto;
- (iii) la zona A e la zona B rimangono idraulicamente indipendenti, anche nella configurazione deformata
- (iv) la pressione dell'acqua, che dipende da u_f e pari a quella che si otterrebbe in una filtrazione verticale diretta verso l'alto con un gradiente pari a quello critico.

Sotto queste ipotesi, la posizione finale può essere calcolata valutando la posizione di galleggiamento di un corpo (la zona A + la condotta) parzialmente immerso in un fluido caratterizzato da un peso per unità di volume pari al peso saturo per unità di volume del terreno:

$$W_{sat} + W_t - U = (b + Hcot\beta)H\gamma_{sat} + \frac{(\gamma_{eq} - \gamma_{sat})\pi D^2}{4} - \frac{b + b + 2(H - u_f)cot\beta}{2}(H - u_f)\gamma_{sat} = 0 \quad (1)$$

ove W_{sat} , W_t e U sono rispettivamente il peso della zona A, il peso del tubo e la sottospinta del terreno liquefatto. L'Equazione 1 può essere riscritta, esplicitando lo spostamento finale della condotta:

$$\frac{u_f}{D} = \frac{\frac{b}{D} + 2\frac{H}{D}cot\beta - \sqrt{\left(\frac{b}{D} + 2\frac{H}{D}cot\beta\right)^2 - \left(1 - \frac{\gamma_{eq}}{\gamma_{sat}}\right)\pi cot\beta}}{2cot\beta} \quad (2)$$

In Fig. 4b, le previsioni ottenute utilizzando l'Equazione 2 sono confrontate con i risultati sperimentali di Fig. 3b (cerchi rossi) e di ulteriori prove caratterizzate da $b/D=1$ e $\beta=45^\circ$ (croci blu, i cui risultati sono omessi in Fig. 3b, ma sono presenti in Flessati et al, 2023). L'accordo fra le previsioni teoriche (che richiedono solo la definizione della geometria della membrana e del peso per unità di volume del terreno ed il peso equivalente della condotta) è molto soddisfacente.

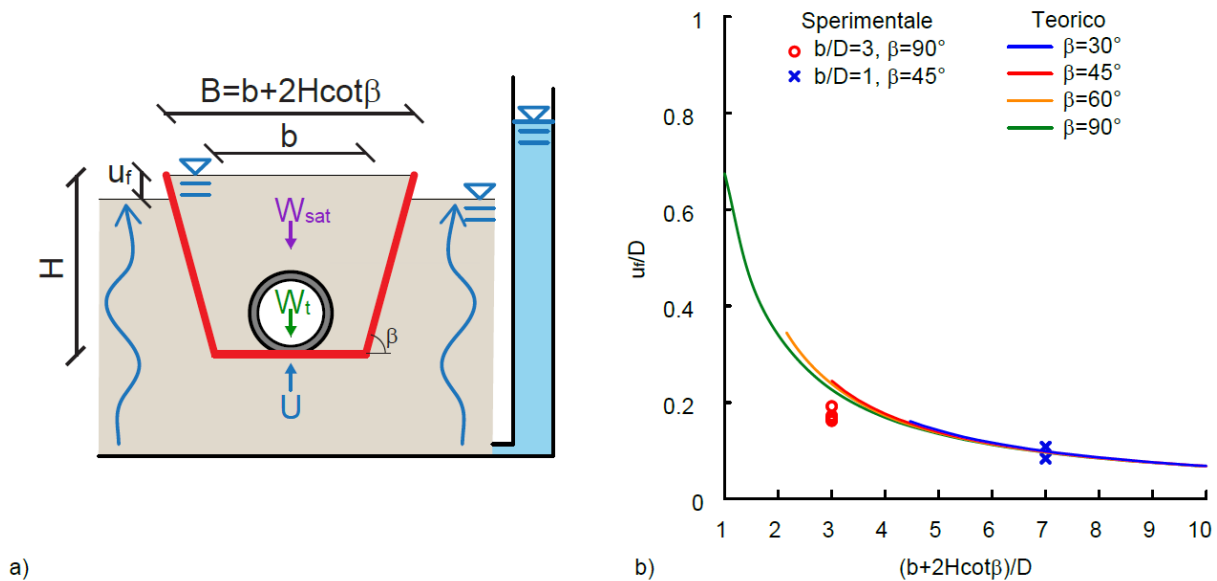


Fig. 4 a) forze agenti nella zona A che trasla verso l'alto e b) confronto fra previsioni teoriche e risultati sperimentali

4. Osservazioni conclusive

In questa nota, gli autori presentano un nuovo intervento di mitigazione del sollevamento delle condotte in terreni liquefacibili. Questo metodo si basa sulla densificazione del terreno e sull'installazione di una geomembrana in prossimità della condotta. L'intervento può essere utilizzato sia per le condotte nuove, dove la geomembrana va installata sotto la condotta, sia per le condotte esistenti, dove la geomembrana va installata sopra la condotta. Questo approccio non ha l'obiettivo di impedire l'innesco del sollevamento, ma di ridurne l'entità. L'efficacia della tecnica di mitigazione è stata dimostrata attraverso

prove di laboratorio su piccola scala. Lo spostamento finale della condotta dipende dalla geometria della geomembrana e può essere calcolato imponendo l'equilibrio in direzione verticale nella configurazione deformata, considerando che la condotta e il terreno all'interno della membrana si comportino come un unico corpo rigido. Questo semplice modello teorico può essere utilizzato per progettare l'intervento di mitigazione seguendo un approccio progettuale basato sugli spostamenti. L'intervento di mitigazione volto a prevenire i danni e le interruzioni associati ad eventi eccezionali. Tuttavia, anche in caso di scosse di assestamento che causino ulteriori liquefazioni, non si verificano nuovi sollevamenti.

Bibliografia

- Andrus, R. D., and R. M. Chung. 1995. "Liquefaction remediation near existing lifeline structures." In Proc., 6th Japan-US Workshop on Earthquake Resistance Design of Lifeline Facilities and Countermeasures against Liquefaction, 11–13. New York: US National Center for Earthquake Engineering Research
- Castiglia, M., F. S. de Magistris, F. Onori, and J. Koseki. 2021. "Mitigation systems for the uplift of buried pipelines in liquefiable soils under repeated shaking through model tests." *Soil Dyn. Earthquake Eng.* 148 (Sep): 106850.
- Castiglia, M., S. Morgante, A. Napolitano, and F. S. de Magistris. 2017. "Mitigation measures for the stability of pipelines in liquefiable soils." *J. Pipeline Eng.* 16 (3): 115–139
- Flessati, L., Marveggio, P., Di Prisco, C., & De Sarno, D. (2023). A New Strategy for Mitigating Pipeline Uplift in Liquefied Soils. *Journal of Pipeline Systems Engineering and Practice*, 14(4), Article 04023042.
- Koseki, J., O. Matsuo, T. Sasaki, K. Saito, and M. Yamashita. (2000). "Damage to sewer pipes during the 1993 Kushiro-Oki and the 1994 Hokkaido-Toho-Oki earthquakes." *Soils Found.* 40 (1): 99–111.
- Seed, H. B., and K. L. Lee. 1966. "Liquefaction of saturated sands during cyclic loading." *J. Soil Mech. Found. Div.* 92 (6): 105–134.
- Tobita, T., S. Iai, G. C. Kang, and Y. Konishi. 2009. "Observed damage of wastewater pipelines and estimated manhole uplifts during the 2004 Niigata-Ken Chuetsu, Japan Earthquake." In Proc., Technical Council on Lifeline Earthquake Engineering Conf. (TCLEE) 2009. Reston, VA: ASCE
- Yasuda, S., H. Nagase, S. Itafuji, H. Sawada, and K. Mine. 1995. "A study on the mechanism of the floatation of buried pipes due to liquefaction." *WIT Trans. Built Environ.* 14 (Jan): 15.



IL PROBLEMA DELLA DETERMINAZIONE DI N_q E N_c ESTESO AI FATTORI DI INCLINAZIONE

Giuseppe Mortara

DICEAM, Università Mediterranea di Reggio Calabria

giuseppe.mortara@unirc.it

Sommario

La nota affronta il classico problema della determinazione dei coefficienti di capacità portante N_q e N_c per una fondazione nastriforme nel caso in cui la superficie della fondazione, la superficie del terreno adiacente, nonché i carichi agenti su di esse, siano inclinati. Le soluzioni che saranno determinate si rivelano essere quelle esatte vista la coincidenza dei limiti superiore e inferiore dei reali carichi di collasso.

1. Introduzione

Le soluzioni di Prandtl e Reissner (Van Baars, 2014) sono ancora oggi, dopo più di un secolo, utilizzate per la determinazione della capacità portante di una fondazione superficiale. Nel caso più semplice di fondazione nastriforme, e quando non si consideri l'effetto del peso proprio del terreno, la capacità portante è data da:

$$q_{\text{lim}} = qN_q + cN_c \quad (1)$$

dove

$$N_q = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \exp(\pi \tan \phi) \quad (2)$$

$$N_c = \frac{N_q - 1}{\tan \phi} \quad (3)$$

essendo q il sovraccarico, c la coesione e ϕ l'angolo di resistenza al taglio. L'estensione della (1) agli effetti dell'inclinazione (i) della superficie della fondazione, (ii) della superficie del terreno adiacente, e (iii) del carico agente sulla base, viene normalmente ottenuta con l'ausilio di coefficienti correttivi (Brinch Hansen, 1970; Vesic, 1975). In questa nota, invece, la soluzione legata ai fattori di inclinazione viene determinata tramite l'analisi limite.

2. Limite superiore

Lo schema definito per la determinazione della soluzione del problema viene mostrato nella figura 1. Il meccanismo di collasso viene identificato dai cunei OAB e OCD e dalla zona delimitata inferiormente dalla spirale logaritmica che collega i punti B e C. Sul segmento OA (base della fondazione b), inclinato di ω_f rispetto all'orizzontale, agisce il carico limite q_{lim}^U , inclinato di χ_f rispetto alla verticale. Sul segmento OD, inclinato di ω_g rispetto all'orizzontale, agisce il sovraccarico q inclinato di χ_g rispetto alla verticale. Le inclinazioni delle superfici e dei carichi sono positive quando antiorarie. Una volta assegnati gli angoli anzidetti, la geometria del problema è determinata dagli angoli β_U e θ_U . Inoltre, il limite superiore del problema, che si determina dall'uguaglianza tra il lavoro dei carichi esterni e la dissipazione interna (Chen, 1975), dipenderà dal numero n di cunei elementari che compongono la zona OBC.

Centrali nel problema sono (i) l'adozione del criterio di rottura di Mohr-Coulomb e (ii) la legge di flusso associata che vincola ogni spostamento normale δs_n tra cunei e superfici di discontinuità alla relazione $\delta s_n = -\delta s_t \tan \phi$, essendo δs_t lo spostamento tangenziale. Le equazioni necessarie per la determinazione del limite superiore non vengono riportate qui per ragioni di spazio e possono essere analizzate dal lettore interessato in Mortara (2020). La soluzione viene determinata numericamente in base all'equazione

$$\delta W^e = \delta W^i \quad (4)$$

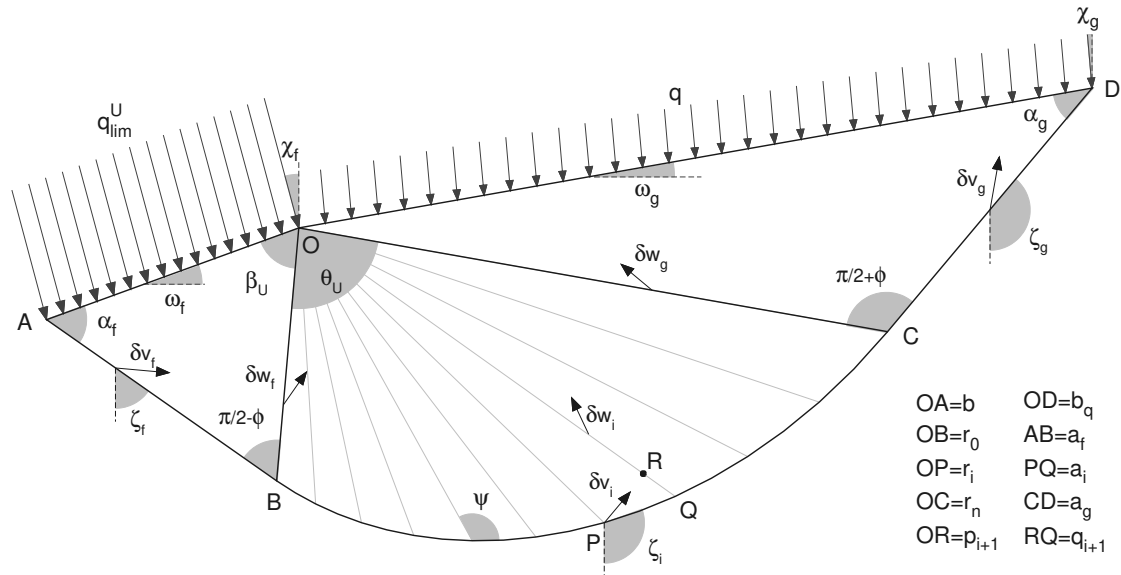


Figura 1. Meccanismo per la determinazione del limite superiore.

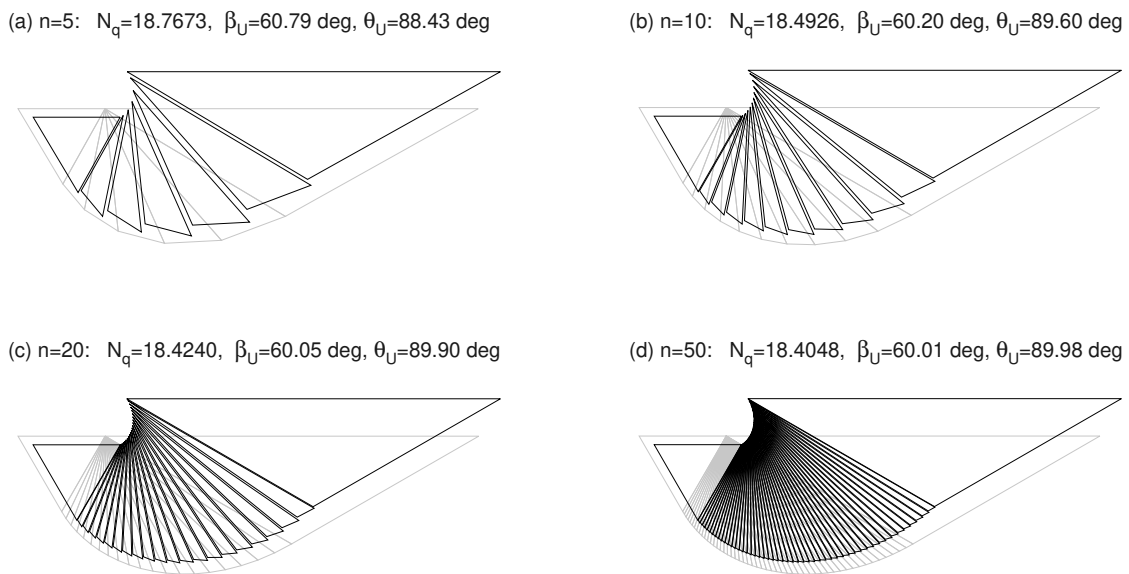


Figura 2. Influenza del numero di cunei elementari sulla determinazione del limite superiore di N_q .

dove δW^e è il lavoro esterno compiuto dalle forze per unità di lunghezza $q_{lim}^U b$ e $q b_q$ mentre δW^i è il lavoro interno compiuto dalla coesione sulle superfici di discontinuità mostrate in figura 1. L'algoritmo si basa sulla minimizzazione del carico limite al variare degli angoli β_U e θ_U . Un numero elevato di cunei elementari (ad esempio $n = 1000$) viene imposto per ottenere un valore verosimilmente minimo del limite superiore.

Il problema standard relativo a $\omega_f = \omega_g = \chi_f = \chi_g = 0$ viene investigato con il modello geometrico spiegato e i risultati, in termini di meccanismo di collasso, vengono mostrati nella figura 2 che analizza il problema per $c = 0$ e $\phi = 30^\circ$. La soluzione esatta del problema, individuata da $\beta_U = \pi/4 + \phi/2$ e $\theta_U = \pi/2$, produce $N_q = 18.4011$. Si noti come l'incremento di n produca soluzioni che si approssimano sempre di più a quella esatta.

3. Limite inferiore

Le figure 3 e 4 mostrano la rappresentazione degli stati tensionali a rottura, attraverso i cerchi di Mohr, rispettivamente del terreno adiacente alla fondazione (*zona g*) e di quello al di sotto di essa (*zona f*). Facendo riferimento a infinite discontinuità statiche, la relazione che lega le coordinate dei centri dei cerchi di Mohr (CM_g in figura 3 e CM_f in figura 4) è data da (Muir Wood, 2004)

$$s_f^c = s_g^c \exp \{2\theta_L \tan \phi\} \quad (5)$$

dove θ_L è l'angolo relativo al ventaglio delle discontinuità statiche. Facendo riferimento alla figura 3 è possibile mostrare che

$$s_g^c = \frac{(c \cot \phi + q) \cos \lambda_g}{1 - \sin \phi \cos (2\xi_g - 2\omega_g)} \quad (6)$$

dove

$$\lambda_g = \arctan \left[\frac{q \sin (\omega_g - \chi_g)}{c \cot \phi + q \cos (\omega_g - \chi_g)} \right] \quad (7)$$

L'angolo ξ_g tra il piano sul quale agisce la tensione principale massima e la verticale è dato da:

$$\xi_g = \frac{1}{2} \left[\arcsin \left(\frac{\sin \lambda_g}{\sin \phi} \right) + 2\omega_g - \lambda_g \right] \quad (8)$$

Facendo riferimento alla figura 4 è possibile osservare che

$$\theta_L = \frac{\pi}{2} + \xi_g + \xi_f \quad (9)$$

In generale, a causa della presenza della coesione, l'angolo ξ_f non può essere determinato in forma chiusa e il suo valore viene rappresentato dalla radice più vicina allo zero della seguente equazione:

$$(s_f^c - c \cot \phi) \sin(\omega_f - \chi_f) - s_f^c \sin \phi \sin(2\xi_f + \omega_f + \chi_f) = 0 \quad (10)$$

Quando $c = 0$, invece, il valore di ξ_f è dato da:

$$\xi_f = \frac{1}{2} \arcsin \left[\frac{\sin (\omega_f - \chi_f)}{\sin \phi} \right] - \frac{\omega_f + \chi_f}{2} \quad (11)$$

A questo punto, l'analisi della figura 4 consente di determinare il carico limite come:

$$q_{\text{lim}}^L = \frac{s_f^c [1 + \sin \phi \cos (2\xi_f + 2\omega_f)] - c \cot \phi}{\cos (\omega_f - \chi_f)} \quad (12)$$

Il confronto tra le equazioni (12) e (1) consente la determinazione dei fattori di capacità portante:

$$N_q^L = \frac{[1 + \sin \phi \cos (2\xi_f + 2\omega_f)] \cos (\omega_g - \chi_g)}{[1 - \sin \phi \cos (2\xi_g - 2\omega_g)] \cos (\omega_f - \chi_f)} \exp \{2\theta_L \tan \phi\} \quad (13)$$

$$N_c^L = \frac{1}{\tan \phi} \left[\frac{N_q^L}{\cos (\omega_g - \chi_g)} - \frac{1}{\cos (\omega_f - \chi_f)} \right] \quad (14)$$

Al contrario della soluzione determinata con il teorema del limite superiore, la soluzione relativa al teorema del limite inferiore non necessita di alcuna procedura di massimizzazione poiché fa riferimento a infinite discontinuità statiche. Vista la coincidenza dei limiti superiore e inferiore dei carichi di collasso, le equazioni (13) e (14) rappresentano la soluzione esatta del problema.

La tabella 1 riporta i valori di β_L , θ_L , N_q^L , N_c^L e q_{lim}^L , al variare di ω_f , χ_f e ω_g , ottenuti per $\phi = 28^\circ$, $q = 30$ kPa e $c = 10$ kPa. È opportuno sottolineare che il carico limite q_{lim}^L ottenuto per $q \neq 0$ e $c \neq 0$ non coincide con il carico limite q_{lim}^* ottenuto dalla somma dei carichi limite calcolati per $q \neq 0$ e $c = 0$ e per $q = 0$ e $c \neq 0$. A titolo di esempio, facendo riferimento alle condizioni relative alla tabella 1, per $\omega_g = -\phi/2$ si ottiene $q_{\text{lim}}^L = 470.4$ kPa e $q_{\text{lim}}^* = 466.3$ kPa.

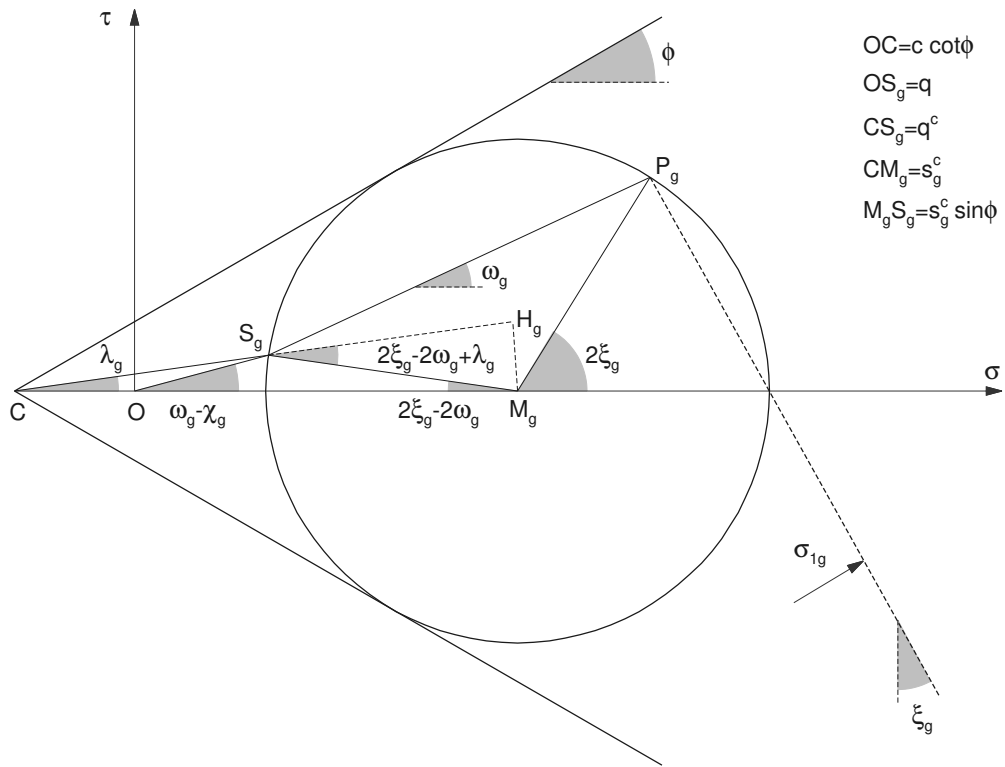


Figura 3. Cerchio di Mohr relativo allo stato tensionale della zona g.

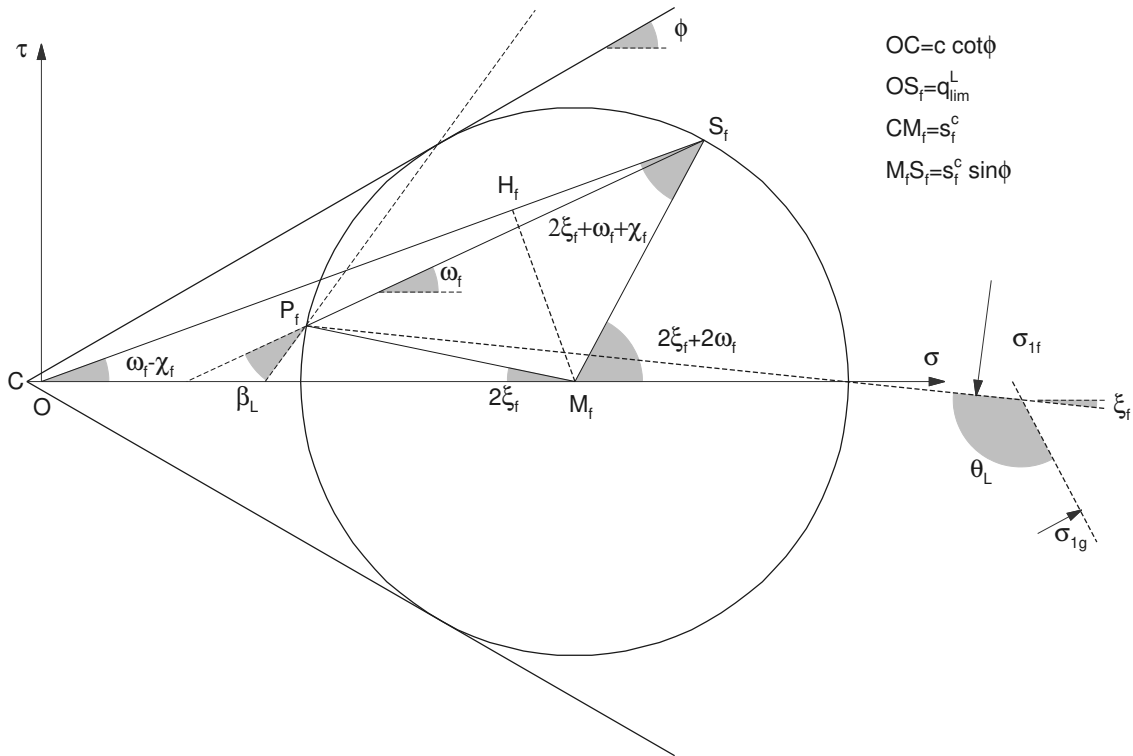


Figura 4. Cerchio di Mohr relativo allo stato tensionale della zona f.

Tabella 1. Risultati per $\phi = 28^\circ$, $q = 30$ kPa, $c = 10$ kPa e diversi valori di ω_f , χ_f e ω_g .

ω_f	χ_f	ω_g	β_L	θ_L	N_q^L	N_c^L	q_{lim}^L
0	0	0	59.000	90.000	14.720	25.803	699.6
$-\phi$	$-\phi$	0	59.000	118.000	24.751	44.670	1189.2
$-\phi/2$	$-\phi/2$	0	59.000	104.000	19.088	34.018	912.8
$+\phi/2$	$+\phi/2$	0	59.000	76.000	11.352	19.468	535.2
$+\phi$	$+\phi$	0	59.000	62.000	8.754	14.583	408.5
$-\phi$	-2ϕ	0	3.670	173.331	44.448	81.464	2148.1
$-\phi/2$	$-\phi$	0	36.828	126.172	26.985	48.814	1297.7
$+\phi/2$	$+\phi$	0	80.250	54.750	7.224	11.648	333.2
$+\phi$	$+2\phi$	0	102.394	18.606	3.095	3.690	129.7
0	$-\phi$	0	4.811	144.189	26.426	47.570	1268.5
0	$-\phi/2$	0	36.929	112.071	20.789	37.161	995.3
0	$+\phi/2$	0	80.531	68.469	9.298	15.548	434.4
0	$+\phi$	0	105.653	43.347	4.643	6.603	205.3
0	0	$-\phi$	59.000	51.021	5.924	10.738	285.1
0	0	$-\phi/2$	59.000	71.005	9.906	17.321	470.4
0	0	$+\phi/2$	59.000	108.995	20.051	36.983	971.4
0	0	$+\phi$	59.000	128.979	25.178	51.749	1272.8

Tabella 2. Fattori di correzione di Brinch Hansen (1970) e Vesic (1975)

Coefficiente	Brinch Hansen (1970)	Vesic (1975)
b_q	$\exp(-2\omega_f \tan \phi)$	$(1 - \omega_f \tan \phi)^2$
i_q	$[1 - 0.5 Q \tan(\chi_f - \omega_f) / (Q + C)]^5$	$[1 - Q \tan(\chi_f - \omega_f) / (Q + C)]^2$
g_q	$[1 - 0.5 \tan(-\omega_g)]^5$	$[1 - \tan(-\omega_g)]^2$

4. Confronti con le soluzioni classiche

Le soluzioni classiche di Brinch Hansen (1970) e Vesic (1975) relativamente ai fattori di inclinazione indagati, e limitatamente agli effetti del sovraccarico e della coesione, possono essere scritte nella forma (Lancellotta, 2012):

$$q_{lim} = qN_q b_q i_q g_q + cN_c b_c i_c g_c \tag{15}$$

I fattori di correzione relativi al sovraccarico sono riportati in tabella 2, dove $Q = q_{lim} b \cos(\chi_f - \omega_f)$ e $C = cb \cot \phi$, mentre quelli associati alla coesione sono calcolati a partire da quelli relativi al sovraccarico:

$$b_c = b_q + \frac{b_q - 1}{N_q - 1} \quad i_c = i_q + \frac{i_q - 1}{N_q - 1} \quad g_c = g_q + \frac{g_q - 1}{N_q - 1} \tag{16}$$

Si noti come in tabella 2 i fattori g_q siano calcolati con argomento $-\omega_g$ poiché, al contrario delle formule originali, in questa nota le rotazioni del pendio si assumono positive se antiorarie.

Allo scopo di confrontare i valori ottenuti con le equazioni (12) e (15), è opportuno notare che la (15) si riferisce al carico limite ortogonale alla base della fondazione mentre la (12) si riferisce al carico limite inclinato di un angolo $\chi_f - \omega_f$ rispetto alla base. Pertanto, il confronto verrà effettuato tra q_{lim} e $q_{lim}^L \cos(\chi_f - \omega_f)$.

La figura 5 mostra tali confronti per diverse combinazioni delle variabili ω_f , $\chi_f - \omega_f$ e ω_g , al variare dell'angolo di resistenza al taglio ϕ . La figura 5(a) evidenzia che quando la base della fondazione è inclinata e il carico è normale ad essa la soluzione di Brinch Hansen (1970) rispecchia la soluzione esatta del problema mentre quella di Vesic (1975) la sottostima. Quando, invece, come mostrato in figura 5(b), la base della fondazione è inclinata e il carico non è normale ad essa, la soluzione esatta leggermente sovrastima le soluzioni calcolate con la (15). La figura 5(c) mostra le soluzioni relative a base della fondazione orizzontale e carico inclinato: in tal caso le diverse soluzioni risultano confrontabili. Infine, come mostrato in figura 5(d), quando il terreno al bordo della fondazione è inclinato la soluzione esatta sovrastima in maniera più accentuata rispetto alle precedenti le altre soluzioni.

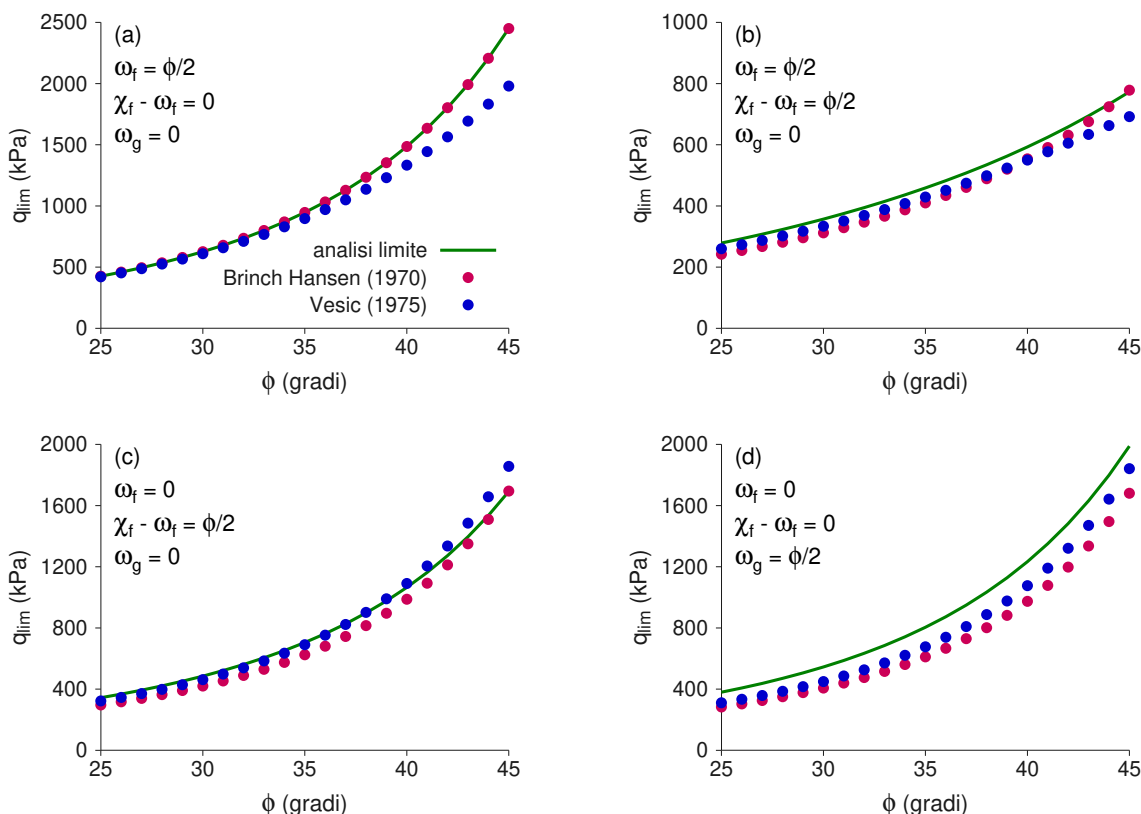


Figura 5. Confronto tra le soluzioni dell'analisi limite e quelle di Brinch Hansen (1970) e Vesic (1975).

5. Conclusioni

Questa nota ha brevemente analizzato il ben noto problema della determinazione dei coefficienti di capacità portante N_q e N_c per una fondazione nastriforme quando il terreno è privo di peso. In particolare, si è investigata l'esistenza della soluzione esatta del problema qualora fossero presenti, singolarmente o combinate, l'inclinazione della base della fondazione (ω_f), l'inclinazione del carico limite (χ_f), l'inclinazione della superficie del terreno adiacente alla fondazione (ω_g). Per raggiungere l'obiettivo è necessario dimostrare che le soluzioni ottenute applicando i teoremi del limite superiore e inferiore coincidano.

Le soluzioni ottenute applicando il teorema cinematico si sono avvalse di un meccanismo cinematicamente compatibile nel quale è possibile far variare il numero dei cunei elementari (n) che concorrono a formare la zona delimitata inferiormente dalla spirale logaritmica. Il limite superiore si stabilizza verso il basso per valori via via crescenti di n .

Le soluzioni ottenute applicando il teorema statico, invece, sono state determinate con l'ausilio dei cerchi di Mohr relativi agli stati tensionali degli elementi di terreno al di sotto della fondazione e al di sotto delle superficie adiacente ad essa. Qui è stato assunto un numero infinito di discontinuità statiche.

La coincidenza tra le soluzioni statica e cinematica, per un numero ragionevolmente alto di cunei elementari, dimostra l'esistenza della soluzione esatta. Quest'ultima è stata confrontata con le ben note soluzioni di Brinch Hansen (1970) e Vesic (1975) ottenute attraverso l'utilizzo di coefficienti correttivi.

Bibliografia

- Brinch Hansen J. (1970). "A revised and extended formula for bearing capacity". *Geoteknisk Institute Bulletin*, 28, 3-11.
- Chen W. F. (1975). "Limit analysis in soil plasticity", Elsevier.
- Lancellotta R. (2021). "Geotecnica", quarta edizione, Zanichelli.
- Mortara G. (2020). "An exercise on the bearing capacity of strip foundations". *Géotechnique Letters*, 10, 141-148.
- Muir Wood D. (2004). "Geotechnical modelling", Spon Press.
- Van Baars S. (2014). "The inclination and shape factors for the bearing capacity of footings". *Soils and Foundations*, 54, 985-992.
- Vesic A. S. (1975). "Bearing capacity of shallow foundations". *Foundation engineering handbook* (eds H. F. Winterkorn and H. Y. Fang), 121-147, Van Nostrand.



NUMERICAL MODELLING OF DISPLACEMENT PILES UNDER TENSILE CONDITIONS

G. Orlando*, L. Govoni & R. Zabatta
Alma Mater Studiorum-Università di Bologna
giada.orlando4@unibo.it

A. Foglia
Fraunhofer Institute for Wind Energy Systems IWES, Hannover, Germany
Currently Norwegian Geotechnical Institute, Oslo, Norway

Sommario

The study introduces a formulation for load-transfer curves ($t - z$) to predict the load-displacement behaviour of driven steel piles subjected to axial tensile loading. The problem is first addressed using a continuum approach implemented with the finite element method. Interface behaviour is modelled using the results of interface tests. Available data from model pile tests are used to assess the model ability to reproduce the experimentally observed response. The results of the finite element analyses are then used to develop and calibrate $t - z$ curves, which are implemented in a simpler one-dimensional finite element model. A procedure on how to derive the $t - z$ curves parameters using CNL interface tests and the equations of the recently proposed unified CPT method is presented.

1. Introduction

Axial load-transfer $t - z$ curves, for deep slender piles, have long been studied (more recently, Wang, 2012; Nanda and Patra, 2014; Bohn, 2017, DNV-RP-C212, 2019). In this approach, the pile is modelled as a one-dimensional element whose behavior is a function of the geometry and mechanical properties of the material, while the response of the soil is represented by a series of springs that obey linear and non-linear laws.

This study proposes the evaluation of axial load-transfer curves to axial tensile load calibrated via a two-dimensional axisymmetric Finite Element (FE) model. The methodology proposed relies on the definition and assessment of interface behaviour, calibrated on available interface test data. The selected mathematical form for the $t - z$ curves is the one proposed within the Pile Soil Analysis (PISA) framework (Burd, 2020). A method to evaluate the function parameters is then suggested with reference to a case study. The parameters are established using the results of interface tests and the equations of the unified Cone Penetration Test (CPT) method (Lehane et al., 2020).

The strength of the proposed approach relies on the definition of the curve parameters that can be obtained from tests easily available to designers.

2. Finite Elements modelling of pile tests

The proposed method is validated against results of an experimental campaign regarding model pile tests. The tests were carried out by Fraunhofer IWES and the Leibniz Universität Hannover within a research project funded by TenneT GmbH. The campaign took place at the Test Centre for Support Structures Hanover, an indoor test facility of Leibniz Universität Hannover.

The laboratory hosts a pit of length 14 m, width 9 m and depth 10 m specifically developed for testing models of foundations in sand at a semi-technical scale.

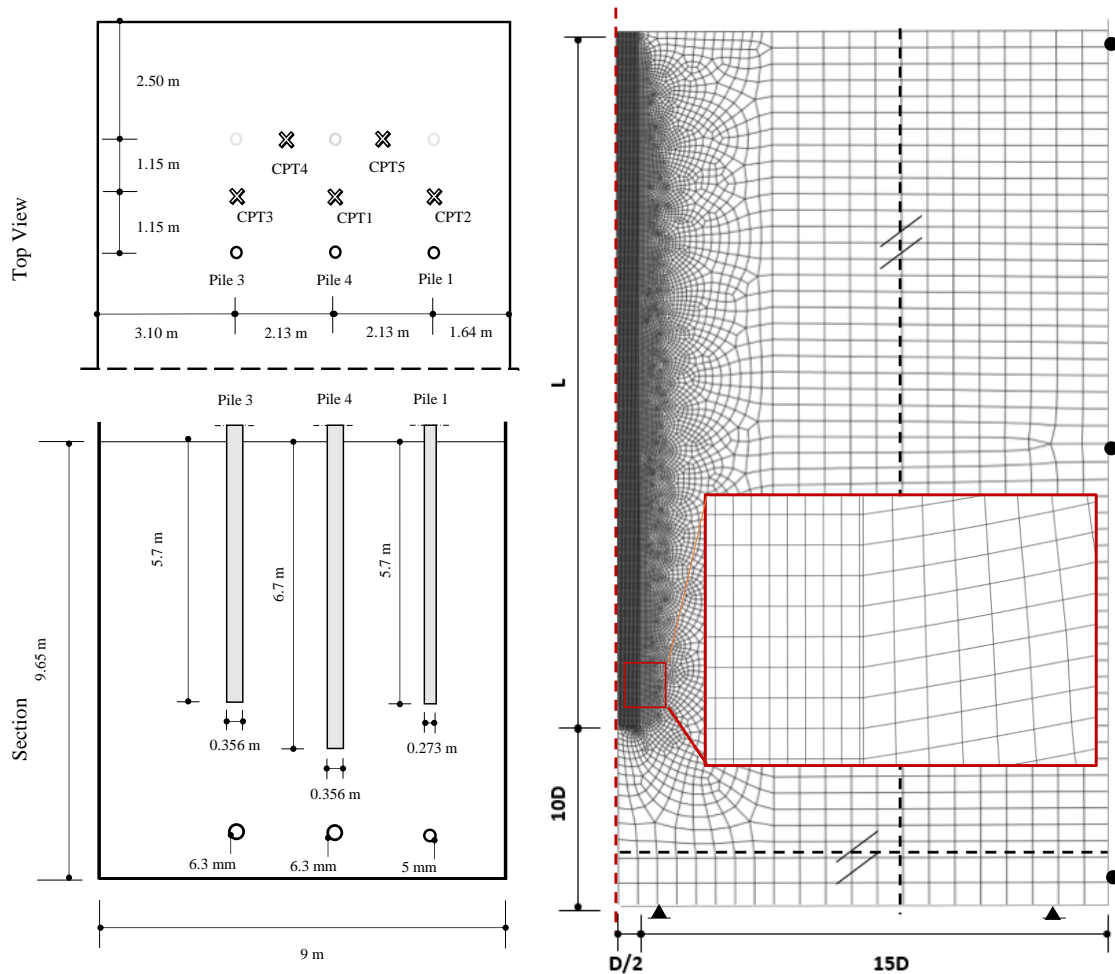


Fig. 1. Experimental set up of model pile tests (to the left). Finite Element pile mesh geometry (to the right).

Three piles with different geometries were chosen for this study, with details given in Figure 1. The piles were open-ended, made of medium rough steel and driven in a medium dense soil ($D_r = 74\%$). The soil was a uniformly graded siliceous sand with a mean particle size of $D_{50}=0.36$ mm. Minimum and maximum void ratios are $e_{min}=0.44$, and $e_{max}=0.83$ and grain density of 2.65g/cm^3 . CPT tests were carried out prior and after piles installation at a minimum pile distance of three diameters. More details on the experimental campaign can be found in Schmoor et al., 2018.

For the numerical model, the commercial FE package Abaqus was used. The model mesh is shown in Figure 1, 4-node bilinear axisymmetric quadrilateral elements (CAX4) were used. Zero displacement boundaries were set at $15D$ from the pile shaft and $10D$ down the pile tip. The nodes were horizontally restrained along the external boundary, while the bottom edge was fully fixed. A structured mesh, with elements of width $D/40$ and aspect ratio 10, was used for the pile. The piles were modelled as deformable linear-elastic steel elements. As the pile installation was close to fully cored and observed failure fully plugged, a uniform cross-section with equivalent density and mechanical properties was assigned to the piles section.

For the soil, a free mesh was adopted up to $3D$ from the pile shaft, then replaced by a structured mesh from $3D$ to the domain boundaries. A thin column of elements of thickness $5D_{50}$ was inserted between the pile and soil to model the pile-soil interface. This value was chosen as a representative thickness after observations on shear band formation on experimental setups (DeJong et al., 2006, Tovar-Valencia et al., 2018). The final mesh was the result of a sensitivity analysis on mesh refinement performed to balance accuracy of the results with computational cost.

Soil behaviour was reproduced by implementing the SANISAND constitutive model in the version of

Dafalias and Manzari of 2004.

The contact between the pile base and the soil was modelled as “hard” contact, while perfect contact was prescribed at the pile-soil interface. The behaviour of this “interface” elements was also modelled with the SANISAND constitutive law but the parameters were adjusted using available experimental results of Constant Normal Load (CNL) interface tests. The tests involved the medium dense sand used for pile tests and a medium rough steel plate; conditions created to reproduce those of model piles. Constants and further details on the calibration of the constitutive model can be found in Orlando et al., 2023.

The piles were whished-in-place but to account for the installation effects on the residual shear stresses, τ_{res} , the approach proposed by Alawneh et al., 2001 was implemented.

The pull-out phase was simulated by applying an upward vertical displacement to the pile head up to the simulation end which corresponded to the achievement of ultimate conditions in all interface elements.

In Figure 2a, the numerical load-displacement curves for the three piles are presented against the experimental results, showing an excellent agreement up to the end of the simulation.

3. Development and calibration of $t - z$ curves

The numerical load-transfer curves were extracted from interface elements and then averaged upon equally sized layers of 0.475 m height, for a total of twelve curves. The procedure was followed for all three piles.

All curves showed a hardening type of response, with the shear stress monotonically increasing up to the ultimate value, τ_u .

Such behaviour, characterised by no shear softening, is that expected along a constant normal stiffness stress paths, as it was also recently observed by Staubach et al., 2022. Constant normal stiffness conditions are commonly acknowledged to be close (although not precisely so) to that experienced by the soil along the shaft of axially loaded piles.

In fact, the numerical path followed by interface elements on the pile differs from that observed both experimentally and numerically in CNL conditions, in which a peak shear stress is clearly mobilised (Figure 2b), but the load-transfer curves upon divided by the mobilised radial confining stress, σ'_{rc} , revealed to be in a good agreement with the shear stress-horizontal displacement curves obtained from CNL interface tests, normalised by the applied normal stress. This agreement is shown in Figure 2b, where all normalised load-transfer curves are plotted along with the results of interface tests.

These tests were carried out numerically assigning, as normal stress, the initial radial confining stress level acting at the location of the load-transfer curves (i.e. the initial radial confining stress $\sigma'_{rc,i}$ on the pile shaft).

The agreement is overall good in terms of initial shear stiffness, mobilised interface friction angle and displacements and provided the basis for the determination of load-transfer curves parameters as described in Section 3.1.

3.1 Formulation of t - z curves in the unified CPT framework

The extracted FE load transfer curves were then normalised as indicated in Table 1.

The vertical displacement w was divided by the ratio between the shear band thickness $5D_{50}$ and the normalised surface roughness $R_n = R_a/D_{50}$. The thickness of the shear band is assumed to be only function of D_{50} and to be the same along the pile shaft and in interface tests.

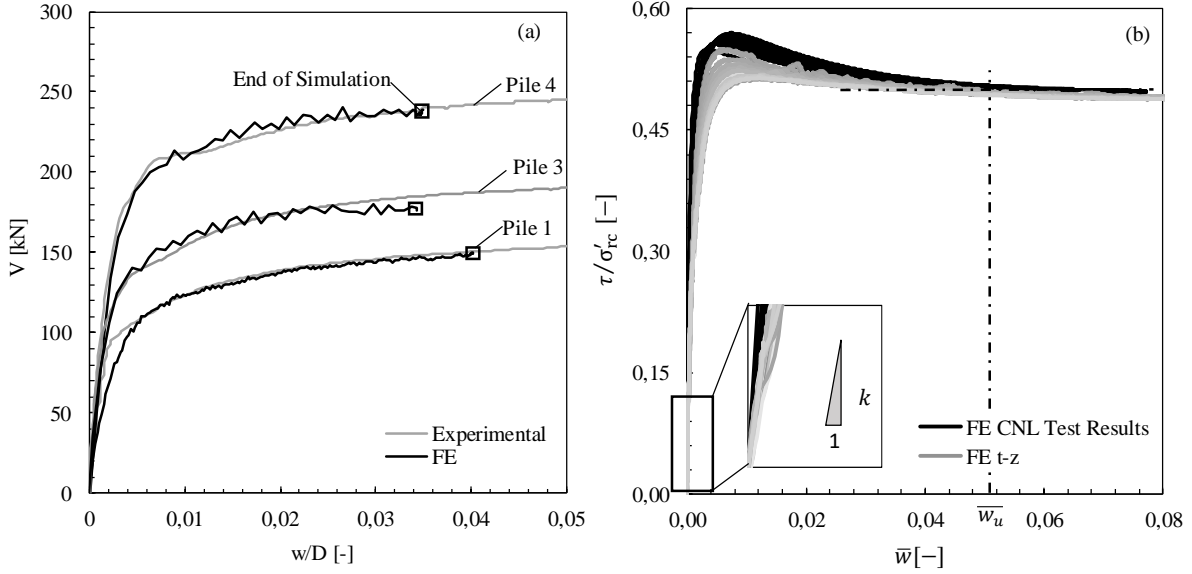


Fig. 2.(a) comparison of the FE load-displacements curves for the three piles and the experimental results. (b) development of shaft load-transfer curves: normalised FE $t - z$ curves compared against CNL interface test results, with an indication of how to infer the model parameters.

This normalisation allows to pursue the analogy between the load-transfer curves and the interface test results, also enabling to account for the pile roughness. In this study medium rough piles were considered, but the procedures could be assessed on different roughness therefore extending the framework to encompass more cases.

Table 1. Normalisation for $t - z$ curves

Normalised Variable	Normalisation
Shear stress, \bar{t}	$\frac{\tau}{\sigma'_{rc,i}}$
Vertical upward displacement, \bar{w}	$\frac{wR_n}{5D_{50}}$

The mobilised shear stress was instead divided by the initial radial confining stress $\sigma'_{rc,i}$.

The functional form given to the curves was the second-degree conical function recently adopted within the PISA framework (Byrne, 2020):

$$-n \left(\frac{\bar{t}}{\bar{t}_u} - \frac{\bar{w}}{\bar{w}_u} \right)^2 + (1 - n) \left(\frac{\bar{t}}{\bar{t}_u} - \frac{\bar{w}G}{\bar{t}_u} \right) \left(\frac{\bar{t}}{\bar{t}_u} - 1 \right) = 0 \quad (1)$$

where \bar{t} , and \bar{w} , are, respectively, the normalised shear stress and upward displacement, \bar{t}_u is the ultimate normalised shear stress, \bar{w}_u is the normalised displacement at which the ultimate shear stress is reached, G is the initial slope of the curve and n , defines the curvature, with $0 \leq n \leq 1$.

The proposed formulation of $t - z$ curves incorporates the findings of the recently proposed unified CPT method (Lehane et al., 2020) in combination with results from CNL interface tests. Therefore, the method is independent from results of two-dimensional FE analyses.

The unified CPT method allows for the estimation of the ultimate shear stress \bar{t}_u , provided that relevant cone tip resistance data are available.

The ultimate shear stress, as expressed in Lehane et al. 2020, normalised by $\sigma'_{rc,i}$ is:

$$\bar{t}_u = \frac{\tau_u}{\sigma'_{rc,i}} = 0.41 \left(1 + \frac{\Delta\sigma'_{rc,f}}{\sigma'_{rc,i}} \right) \quad (2)$$

with:

$$\Delta\sigma'_{rc,f} = \left(\frac{q_c}{10}\right) \left(\frac{q_c}{\sigma'_{v0}}\right)^{-0.33} \left(\frac{d_{CPT}}{D}\right) \quad (3)$$

where $\Delta\sigma'_{rc,f}$ is the increment of confining radial stress computed at the pile pull-out, d_{CPT} is the diameter of the CPT cone, D is the pile diameter and q_c is the cone tip resistance. The initial radial confining stress is computed as:

$$\sigma'_{rc,i} = \frac{q_c}{44} \left[1 - \left(\frac{D-2t}{D}\right)^2\right]^{0.3} \left[\max\left(1, \frac{L-z}{D}\right)\right]^{-0.4} \quad (4)$$

The q_c profile next to the pile locations, calculated averaging the results of five CPTs (Schmoor et al., 2018) is given in Figure 3a. The profile was used to calculate $\Delta\sigma'_{rc,f}$ according to Equation 3, for the three piles.

CNL interface test results, with roughness and stress level similar to the ones found on model piles, are used to estimate the ultimate normalised displacement \bar{w}_u , taken as the value at which $\tau/\sigma'_{rc} = \tan(\delta_{cv})$, as illustrated in Figure 2b.

The initial slope of the load-transfer curve can be expressed as function of $\Delta\sigma'_{rc,f}$ as follows:

$$G = \frac{k}{\sigma'_{rc,i}} \left(\frac{\Delta\sigma'_{rc,f}}{\sigma'_{rc,i}}\right) \quad (2)$$

where k is a dimensionless constant, obtained by interpolation of the first linear portion the shear stress-horizontal displacement curves obtained from CNL interface tests. The curvature n was evaluated following a non-linear fitting of all the interface tests data using the Gauss-Newton non-linear least square approach.

The close results of the values obtained using the two different sources for their estimation confirmed the analogy of load-displacement paths followed by samples in interface tests and the response observed at the pile interface.

3.2 Implementation of the load-transfer curve in one-dimensional FE model

The load-transfer curves were implemented in a one-dimensional FE model. For the pile, truss elements were used with the density and axial stiffness prescribed as in the two-dimensional model.

The soil was modelled with non-linear springs of response described by Equation 1, using the constant determined from CNL interface tests as illustrated in the previous section and the normalised ultimate shear stress \bar{t}_u calculated according to Equation 2, using the empirical approach of the unified CPT method. The model also implemented the residual stresses following the estimation of Section 2.

The load-displacement curves of the one-dimensional and the results of the experimental campaign on model pile tests are shown in Figure 3b, 3c, 3d, for Pile 1, Pile 3 and Pile 4, respectively, displaying an overall satisfying agreement. It can be seen in Figure 3c where, for Pile 3, results were compared also with the $t - z$ prescribed by DNV-RP-C212 (2019), that the proposed approach allows for the modelling of initial non-linearity and the estimation of ultimate displacement.

These results were obtained assuming that installation was fully cored for all piles consistently with the two-dimensional modelling choice and are in good agreement in terms of initial stiffness, non-linearity, ultimate displacement and ultimate capacity.

4. Concluding remarks

The following article has proposed a formulation for shaft load-transfer curves for steel piles subjected to axial tensile load and the procedure to determine its model parameters.

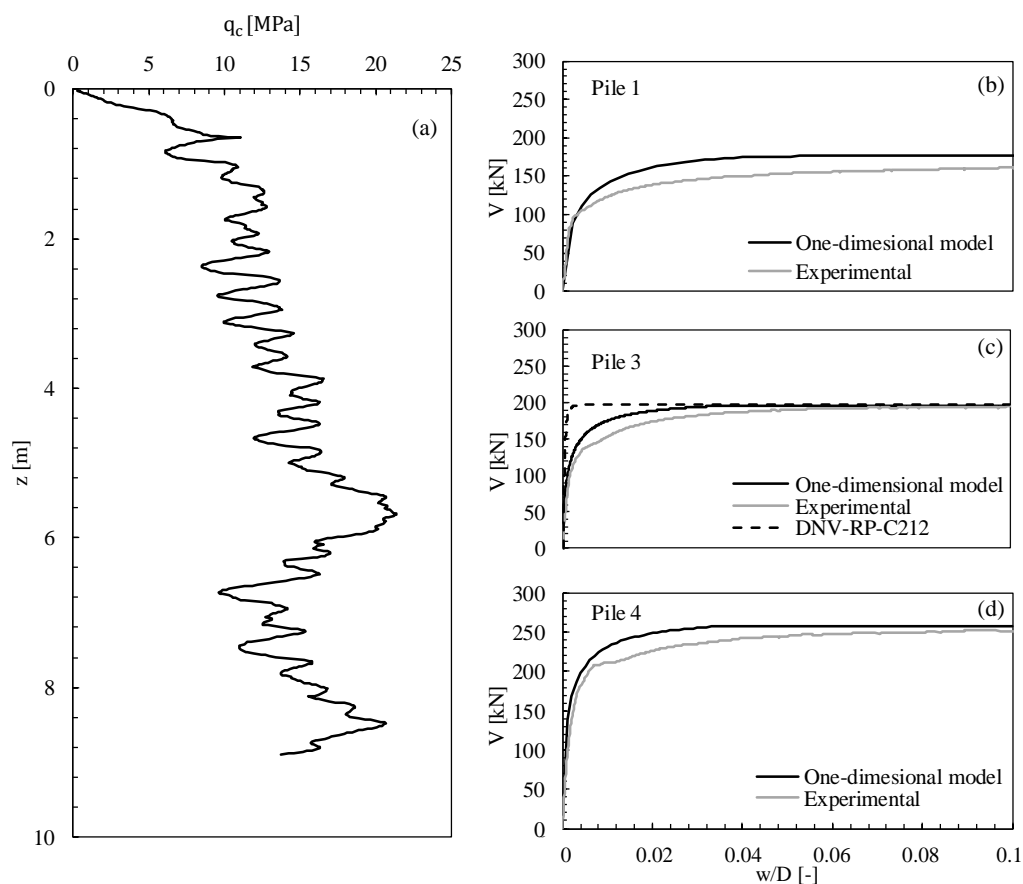


Fig. 3. (a) Average CPT profile used. (b), (c), (d) Comparison of results between 1D model, using the CPT methods and interface test parameters, and the experimental results. For Pile 3 in Figure 3 (c), the results were compared also with t - z provided in DNV-RP-C212 (2019).

For the development and calibration of the procedure, “technical scale” model pile tests have been used in combination with a “gap-filling” FE model which was devised to allowed for the extraction of $t - z$ curves.

The mathematical form given to the curves is a second-degree conical function, dependent on the normalised shear stress, \bar{t} , and on the normalised upward displacement \bar{w} , with four parameters (\bar{t}_u , \bar{w}_u , n , k). The normalised ultimate displacement \bar{w}_u , the curvature n , and the initial slope coefficient, k , can be determined from constant normal load CNL interface tests, pursuing the analogy of load-displacement paths followed by sample in interface tests and the response observed at the pile interface. The normalised ultimate shear stress, \bar{t}_u , can be computed using the recently proposed unified CPT method, which also provide a robust prediction of the initial radial confining stress $\sigma_{rc,i}$, which should be used as representative of real scale conditions.

The proposed approach allows to model initial non-linearity and to predict with great accuracy the ultimate displacement. Moreover, curve parameters can be obtained from tests easily available to designers.

This work is a preliminary study that requires further verifications on large-scale pile and on different soils, such as natural deposits, as well as observation of the effects of varying the pile normalised roughness. The authors would like to thank the scientific staff of SoilModels (soilmodels.com) for providing the Abaqus subroutine used in this work.

5. Bibliografia

Alawneh, A. S., Nusier, O., Malkawi, A. I. H. & Al-Kateeb, M. (2001). "Axial Compressive Capacity of Driven

- Piles in Sand: A Method Including Post-Driving Residual Stresses". *Canadian Geotechnical Journal*, 38, 364-377.
- Bohn, C., Santos, A. L. D. & Frank, R. (2017). "Development of Axial Pile Load Transfer Curves Based on Instrumented Load Tests". *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 143, 04016081.
- Burd, H. J., Taborda, D. M. G., Zdravković, L., Abadie, C. N., Byrne, B. W., Houlsby, G. T., Gavin, K. G., Igoe, D. J. P., Jardine, R. J., Martin, C. M., Mcadam, R. A., Pedro, A. M. G. & Potts, D. M. (2020). "Pisa Design Model for Monopiles for Offshore Wind Turbines: Application to A Marine Sand". *Géotechnique*, 70, 1048-1066.
- Byrne, B. W. (2020). "Editorial: Geotechnical Design for Offshore Wind Turbine Monopiles". *Géotechnique*, 70, 943-944.
- Dafalias, Y. F. & Manzari, M. T. (2004). "Simple Plasticity Sand Model Accounting for Fabric Change Effects". *Journal of Engineering Mechanics*, 130, 622-634.
- Dejong, J. T., White, D. J. & Randolph, M. F. (2006). "Microscale Observation and Modeling of Soil-Structure Interface Behavior Using Particle Image Velocimetry". *Soils and Foundations*, 46, 15-28.
- DNV-RP-C212. (2019) Offshore soil mechanics and geotechnical engineering. Recommended practice. Behaviour Using Instrumented Field Piles. Doctor of Philosophy in The Faculty of Engineering., University of London.
- Lehane, B., Liu, Z., Bittar, E., Nadim, F., Lacasse, S., Jardine, R. J., Carotenuto, P., Jeanjean, P., Rattley, M., Gavin, K., Haavik, J. & Morgan, N. (2020). "A New 'Unified' Cpt-Based Axial Pile Capacity Design Method for Driven Piles in Sand". *Proc. of the 4th International Symposium on Frontiers in Offshore Geotechnics*. USA: American Society of Civil Engineers.
- Nanda, S. & Patra, N. R. (2014). "Theoretical Load-Transfer Curves Along Piles Considering Soil Nonlinearity". *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 140, 91-101.
- Orlando, G., Govoni, L., Zabatta, R., Foglia, A., (2023). "A load-transfer curve formulation to predict the drained response of offshore piles to pull-out". *Proc. of the 9th Int. Conf. Offshore Site Investigation and Geotechnics*, London: Society for Underwater Technology.
- Schmoor, K. A., Achmus, M., Foglia, A. & Wefer, M. (2018). "Reliability of Design Approaches for Axially Loaded Offshore Piles and Its Consequences with Respect to The North Sea". *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 10, 1112-1121.
- Staubach, P., Macháček, J. & Wichtmann, T. (2022). "Novel Approach to Apply Existing Constitutive Soil Models to The Modelling of Interfaces". *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 46, 1241-1271.
- Tovar-Valencia, R. D., Galvis-Castro, A., Salgado, R. & Prezzi, M. (2018). "Effect of Surface Roughness on The Shaft Resistance of Displacement Model Piles in Sand". *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 144, 04017120.
- Wang, Z., Xie, X. & Wang, J. (2012). "A New Nonlinear Method for Vertical Settlement Prediction of a Single Pile and Pile Groups in Layered Soils". *Computers And Geotechnics*, 45, 118-126.



MODELLAZIONE NUMERICA E TEORICA DEL CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IMMERSO IN UN DEPOSITO DI TERRENO COESIVO

Francesco Potini

Università degli Studi Niccolò Cusano, Roma, Italia
francesco.potini@unicusano.it

Riccardo Conti

Università degli Studi di Roma "Tor Vergata", Roma, Italia
riccardo.conti@uniroma2.it

Sommario

La presente nota propone un nuovo metodo per calcolare il carico limite orizzontale dei pali in cemento armato (CA) immersi in terreni coesivi in condizioni non drenate, superando la conservatività della teoria classica di Broms. Il metodo proposto si basa su una nuova distribuzione teorica per la resistenza limite del terreno, abbastanza semplice da ricavare soluzioni in forma chiusa del carico limite, per diversi vincoli alla testa del palo e per tutti i possibili meccanismi di rottura. Il metodo è stato validato utilizzando i risultati di analisi agli elementi finiti (FE) e i dati di prove di carico in sito e in laboratorio disponibili in letteratura.

Le soluzioni proposte sono facilmente applicabili alla progettazione di pali singoli e al calcolo dei domini di interazione a rottura di gruppi di pali.

1. Introduzione

Il carico limite orizzontale dei pali in calcestruzzo armato (CA) viene tipicamente calcolato mediante approcci all'equilibrio limite, che tengono conto sia della possibile formazione di cerniere plastiche all'interno del palo (rottura di tipo strutturale) sia dell'attivazione di condizioni limite nel terreno circostante (rottura di tipo geotecnico). Tra questi, il metodo di Broms (1964a,b) è ancora il più diffuso nella pratica progettuale, in quanto fornisce soluzioni adimensionali in forma chiusa per pali in terreni granulari e coesivi, a partire da semplici ipotesi sul comportamento del palo e del terreno.

Nel caso di terreni puramente coesivi, la soluzione di Broms si basa su una forte semplificazione della distribuzione della resistenza limite del terreno e trascura qualsiasi contributo benefico fornito dall'adesione al contatto palo-terreno (Randolph e Houlsby, 1984; Georgiadis e Georgiadis, 2010). La distribuzione effettiva della resistenza limite non drenata del terreno è il risultato dell'interazione tra due meccanismi plastici concomitanti, ossia: un flusso plastico bidimensionale (2D) a grande profondità e un meccanismo di rottura tridimensionale (3D) a cuneo in prossimità della superficie.

Negli ultimi decenni, sulla base di risultati teorici e numerici, sono state proposte diverse espressioni per la distribuzione della resistenza orizzontale non drenata del terreno (Georgiadis e Georgiadis, 2010; Yu *et al.*, 2015; Luo *et al.*, 2021), solitamente adottate nei metodi p - y per calcolare la resistenza delle molle non lineari distribuite lungo il palo. Tali distribuzioni, tuttavia, sono raramente utilizzate nella pratica progettuale, poiché richiedono procedure di integrazione numerica per il calcolo della resistenza orizzontale del palo con il metodo dell'equilibrio limite.

Questo lavoro mira a fornire un nuovo approccio per il calcolo della capacità portante orizzontale di un palo in terreno coesivo, in condizioni non drenate, superando le limitazioni del metodo di Broms (Potini e Conti, 2024). Sulla base di una nuova espressione semplificata per la distribuzione della resistenza limite del terreno, sono state ricavate soluzioni adimensionali in forma chiusa tenendo conto delle diverse condizioni di vincolo alla testa del palo. A tal fine, i risultati di analisi 3D agli Elementi Finiti (FE) sono utilizzati per evidenziare gli aspetti più rilevanti della risposta a rottura di pali in CA sotto carico orizzontale, e per identificare i principali fattori adimensionali che governano il problema. Il

modello teorico proposto è stato ulteriormente validato utilizzando i dati di prove di carico in sito e in laboratorio disponibili in letteratura (Chen e Kulhawy, 1994).

2. Definizione del problema e modellazione numerica

2.1 Analisi dimensionale

Si analizza il caso di un palo singolo in CA a sezione circolare (lunghezza, L ; diametro, d ; momento di plasticizzazione, M_{yb}), immerso in un deposito omogeneo di argilla sovraconsolidata in condizioni non drenate (peso unitario, γ ; coesione non drenata, s_u ; modulo di Young in condizioni non drenate, E_u) (Figura 1a). Il carico orizzontale massimo che può essere applicato alla testa del palo, H_u , è una funzione di (Broms, 1964a; Yu *et al.*, 2015):

$$H_u = f(e, L, d, M_{yb}, \gamma, s_u, E_u, \alpha, \frac{\sigma_{h0}}{\sigma_{v0}}) \quad (1)$$

dove e è l'eccentricità del carico orizzontale; σ_{h0}/σ_{v0} è il rapporto tra la tensione totale geostatica orizzontale e verticale; $0 \leq \alpha \leq 1$ è il fattore di adesione, definito come il rapporto tra l'adesione all'interfaccia palo-terreno, a , e s_u ($a = \alpha s_u$).

Applicando il teorema di Buckingham, è possibile riscrivere l'Eq. (1) in forma adimensionale utilizzando d e s_u come variabili dimensionali indipendenti:

$$\frac{H_u}{s_u d^2} = F\left(\frac{e}{d}, \frac{L}{d}, \frac{M_{yb}}{s_u d^3}, \frac{E_u}{s_u}, \frac{\gamma d}{s_u}, \alpha, \frac{\sigma_{h0}}{\sigma_{v0}}\right) \quad (2)$$

2.2 Modello numerico

Sono state eseguite analisi 3D in tensioni totali con il codice agli Elementi Finiti ABAQUS (Abaqus, 2017), modellando un palo singolo immerso in uno strato di argilla uniforme, assumendo condizioni non drenate. Sono state prese in considerazione diverse condizioni di carico e ipotesi sul comportamento dei pali, ossia: palo rigido soggetto a uno spostamento orizzontale uniforme (R-U); palo elastico con uno spostamento orizzontale applicato alla sommità, libero di ruotare (EL-H); palo elastoplastico con uno spostamento orizzontale applicato alla sommità, dove la rotazione può essere libera (EP-H) o vincolata (EP-H-fix).

La Fig. 1b mostra la *mesh* adottata in questo studio, costituita da elementi lineari a 8 nodi di tipo *brick* con integrazione ridotta. Sfruttando la simmetria del problema, è stata modellata solo metà del dominio, con riferimento a un palo relativamente lungo ($L = 40$ m), per consentire una chiara identificazione del profilo di resistenza del terreno con la profondità. Le barre di armatura sono state modellate come un tubo d'acciaio equivalente immerso negli elementi di calcestruzzo, utilizzando elementi *shell* lineari a 4 nodi con integrazione ridotta. Per tutti i modelli EP-H ed EP-H-fix, il tubo d'acciaio equivalente è caratterizzato da un rapporto di armatura $\rho = 1.8\%$ e un diametro $d_s = 0.9d$.

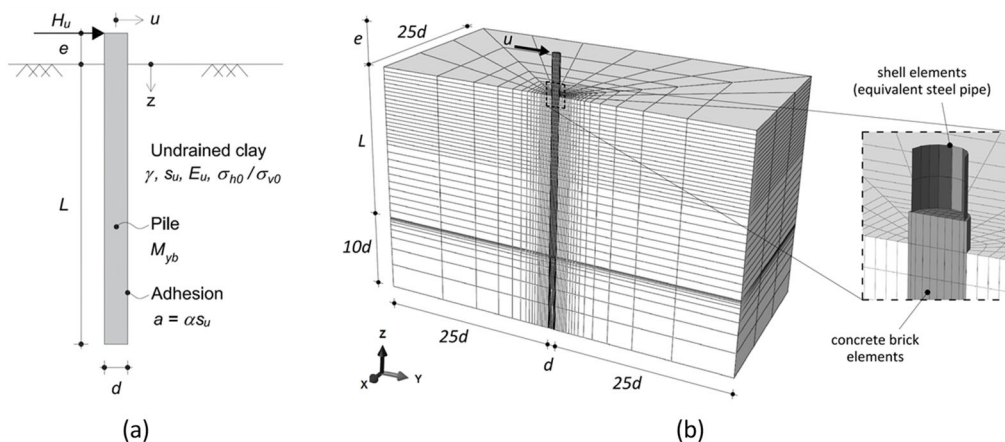


Fig 1. Carico limite orizzontale di un palo in condizioni non drenate: (a) definizione del problema e (b) FE mesh

2.3 Modelli costitutivi

Il comportamento non drenato dell'argilla è stato modellato utilizzando un modello elastico-perfettamente plastico con criterio di rottura alla Tresca e legge di flusso associata (Yu *et al.*, 2015). I parametri fisici e costitutivi del terreno sono: il peso specifico, γ ($= 20 \text{ kN/m}^3$); il modulo di Young, $E = E_u$; il coefficiente di Poisson, $\nu = \nu_u$ ($= 0.495$); la coesione, $c = s_u$; l'angolo di resistenza a taglio, $\phi = \phi_u$ ($= 0^\circ$); e l'angolo di dilatanza, ψ ($= 0^\circ$).

Per il tubo d'acciaio è stato utilizzato un modello costitutivo elastico-perfettamente plastico, con un criterio di rottura di von Mises e una legge di flusso associata. I parametri fisici e meccanici sono stati scelti per essere rappresentativi di una classe di acciaio B450C, ossia: peso specifico, $\gamma_s = 78 \text{ kN/m}^3$; modulo di Young, $E_s = 200 \text{ GPa}$; coefficiente di Poisson, $\nu_s = 0.3$; e tensione di snervamento uniassiale, $f_y = 450 \text{ MPa}$.

Il comportamento non lineare del calcestruzzo è stato modellato utilizzando il modello *Concrete Damaged Plasticity* (CDP) implementato in Abaqus (2017).

L'interfaccia palo-terreno è stata modellata con elementi di contatto che consentono sia lo scorrimento sia il distacco. Per l'interfaccia è stato ipotizzato un comportamento elastoplastico, con resistenza al taglio definita da:

$$\tau_{lim} = \mu\sigma_n (\leq \tau_{max}) \tag{3}$$

È stato adottato un valore relativamente alto del coefficiente di attrito ($\mu = 2$), mentre la resistenza dell'interfaccia è definita come: $\tau_{max} = \alpha s_u$, dove α è il fattore di adesione dell'interfaccia palo-terreno.

3. Risultati numerici

La Fig. 2 mostra i risultati numerici in termini di pressioni di contatto lungo il fusto del palo per tre dei casi studiati: R-U, EL-H e EP-H. Nel primo caso, lo spostamento uniforme applicato consente il pieno raggiungimento della resistenza del terreno lungo l'intero fusto del palo, mobilitando il meccanismo di rottura a cuneo in prossimità della superficie e quello di flusso plastico in profondità, dove i risultati numerici FE corrispondono alla soluzione teorica lower bound (LB) proposta da Randolph e Houlsby (1984). Per un palo R-U, le variazioni dei rapporti $\gamma d/s_u$, E_u/s_u e σ_{h0}/σ_{v0} hanno effetti simili, con lievi variazioni sia della resistenza ultima del terreno nella zona di rottura a cuneo sia della profondità in cui si attiva il meccanismo di flusso plastico. Questi rapporti, tuttavia, non influenzano le pressioni limite del terreno a bassa profondità ($z/d \leq 2 \div 3$).

Nel caso di pali EL-H e EP-H, gli spostamenti risultanti non sono sufficienti né ad attivare il flusso plastico in profondità né a mobilitare completamente la resistenza del terreno nel meccanismo di rottura a cuneo. Inoltre, la deformata del palo induce un'inversione nelle pressioni di contatto e il volume di terreno coinvolto nel meccanismo plastico si riduce significativamente. Nel caso di palo EP-H questo effetto è ulteriormente accentuato a causa della formazione di una cerniera plastica lungo il palo.

In conclusione, un aumento dei rapporti adimensionali $\gamma d/s_u$, E_u/s_u e σ_{h0}/σ_{v0} produce pressioni di contatto leggermente più elevate nel caso del palo EL-H, mentre ha effetti marginali per il palo EP-H.

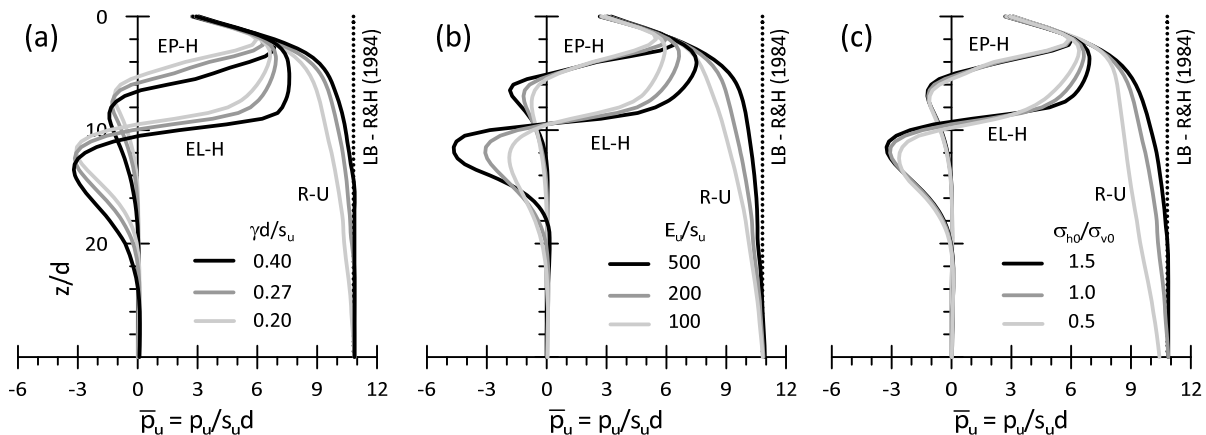


Fig. 2. Pali R-U, EL-H e EP-H: pressioni di contatto adimensionali al variare di (a) $\gamma d/s_u$, (b) E_u/s_u e (c) σ_{h0}/σ_{v0} .

Come mostrato in Fig. 3, nel caso dei pali elastici EL-H, una variazione di $\gamma d/s_u$ nell'intervallo $0.2 \div 0.8$ porta a un aumento significativo delle pressioni di contatto (+40%) e del carico orizzontale alla testa del

palo (+20%). Non è possibile individuare un comportamento asintotico per i pali EL-H, almeno per uno spostamento orizzontale $u/d = 0.5$, perché in questo caso non si può verificare una rottura strutturale. Invece, i pali EP-H presentano una risposta completamente diversa, caratterizzata dal raggiungimento della capacità laterale per spostamenti $u/d \approx 0.2$, a causa della formazione di una cerniera plastica nel palo. In questo caso, il rapporto $\gamma d/s_u$ ha effetti trascurabili sulla distribuzione delle pressioni di contatto e, quindi, sulla capacità portante del palo.

I risultati numerici indicano che la capacità portante orizzontale dei pali in CA non è influenzata dai rapporti $\gamma d/s_u$, E_u/s_u e σ_{h0}/σ_{v0} : a causa della formazione di cerniere plastiche lungo il fusto, la risposta del palo si basa sulla resistenza del terreno mobilitata a basse profondità, dove l'unico fattore rilevante è il coefficiente di adesione, α . Sebbene sia stato mostrato il solo caso di pali in CA lunghi, che rappresentano la condizione più rilevante nella pratica progettuale, conclusioni analoghe valgono per i casi di pali intermedi e corti.

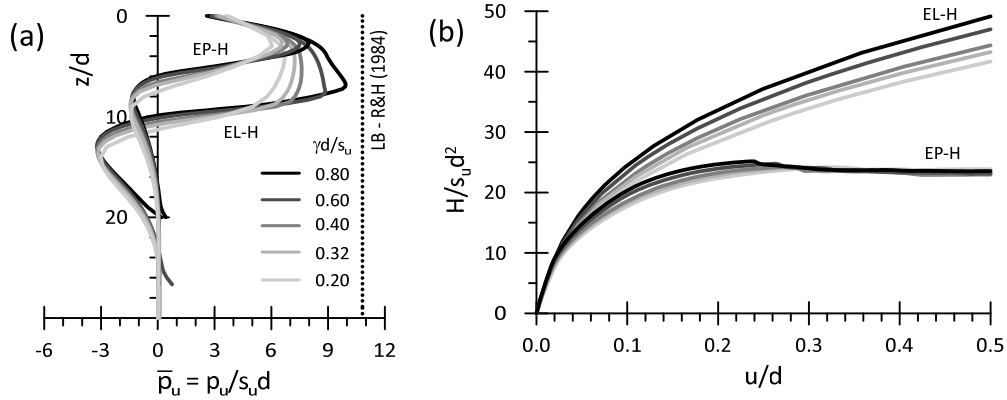


Fig 3. Pali EL-H e EP-H: (a) pressioni di contatto adimensionali e (b) curva carico-spostamento orizzontale

4. Modello teorico semplificato

Broms (1964a) fornisce una soluzione in forma chiusa per la capacità portante orizzontale di un palo singolo in terreni coesivi, H_u , sotto l'ipotesi di comportamento rigido-plastico perfetto sia per il palo sia per il terreno. La distribuzione ipotizzata da Broms per le pressioni limite del terreno trascura il contributo offerto in prossimità della superficie ($z < 1.5 d$) e assume un valore costante pari a $9s_u d$, indipendentemente dal fattore di adesione all'interfaccia palo-terreno, portando tipicamente a una sottostima di H_u . Per superare questa limitazione, è necessaria una distribuzione di pressioni di contatto limite più realistica, ma abbastanza semplice da ottenere espressioni in forma chiusa per H_u (Potini & Conti, 2024).

4.1 Nuova distribuzione delle pressioni di contatto limite del terreno

Sulla base dei risultati numerici discussi, è stata ipotizzata una distribuzione lineare per le pressioni di contatto limite, in funzione del fattore di adesione:

$$\bar{p}_u(z) = \begin{cases} \bar{p}_{u0} + \bar{m}\bar{z} & \bar{z} < \bar{z}_{lim} \\ \bar{p}_{u,2D} & \bar{z} \geq \bar{z}_{lim} \end{cases} \quad (5)$$

dove $\bar{p}_{u0} = p_{u0}/s_u d$ e $\bar{p}_{u,2D} = p_{u,2D}/s_u d$ sono la pressione di contatto adimensionale in superficie e di flusso plastico (Randolph e Houlsby, 1984), rispettivamente, $\bar{m} = m/s_u$ e $\bar{z} = z/d$. Come proposto da Georgiadis e Georgiadis (2010) e Luo *et al.* (2021), è stata utilizzata una relazione lineare per $\bar{p}_{u0}(\alpha)$:

$$\bar{p}_{u0} = 2.35 + 1.25\alpha \quad (6)$$

L'Eq. (6) è rappresentata nella Fig. 4a insieme ad altre soluzioni numeriche e teoriche, rispetto alle quali si trova in buon accordo. Un valore costante $\bar{m} = 1.6$, invece, fornisce una buona corrispondenza con i risultati FE (Fig. 4b).

L'Eq. (7) fornisce la profondità di transizione normalizzata tra il meccanismo a cuneo e il meccanismo di flusso plastico:

$$\bar{z}_{lim} = \frac{\bar{p}_{u,2D} - \bar{p}_{u0}}{\bar{m}} \quad (7)$$

che varia tra 4.2 e 5.2, a seconda del fattore di adesione. La Fig. 4b mostra un confronto tra la distribuzione teorica proposta, i risultati FE e altre espressioni di letteratura, per $\alpha = 0.5$. Nonostante la sua semplicità, l'Eq. (5) fornisce una rappresentazione adeguata della distribuzione delle pressioni limite al contatto palo-terreno.

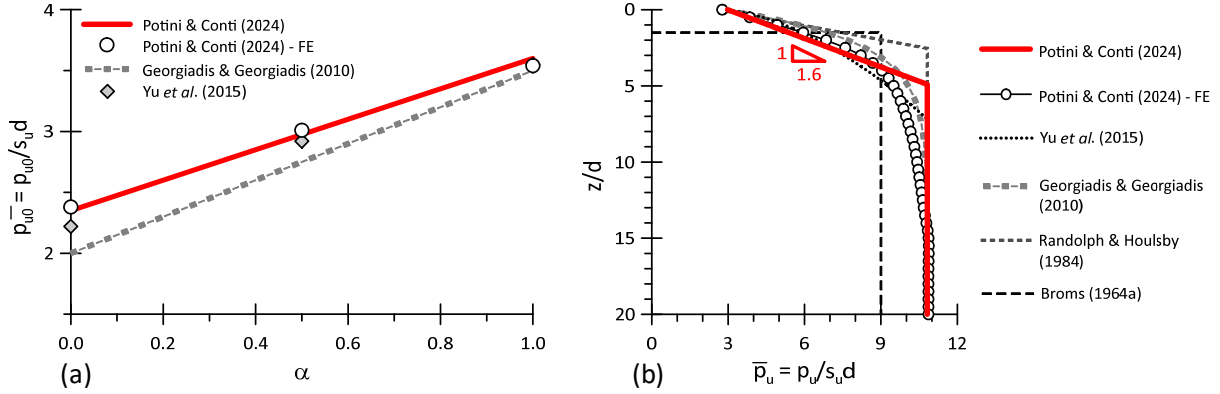


Fig 4. Modello teorico: variazione pressioni di contatto adimensionali (a) in superficie e (b) con z/d ($\alpha=0.5$)

4.2 Carico limite orizzontale di un palo lungo

Sulla base della distribuzione delle pressioni limite proposta, sfruttando l'Eq. (5), il carico limite orizzontale di un palo risulta funzione di:

$$\bar{H}_u = F(\bar{e}, \bar{L}, \bar{M}_{yb}, \bar{p}_{u0}, \bar{p}_{u,2D}, \bar{m}) \quad (8)$$

dove $\bar{H}_u = H_u/s_u d^2$, $\bar{e} = e/d$, $\bar{L} = L/d$, and $\bar{M}_{yb} = M_{yb}/s_u d^3$. L'effettiva dipendenza di \bar{H}_u dai gruppi adimensionali nell'Eq. (8) deriva dal vincolo in testa al palo e dal tipo di rottura strutturale.

Le Eq.ni (9) e (10) riportano le soluzioni in forma chiusa per il caso di palo lungo libero di ruotare, relativamente alle due condizioni $\bar{f} \leq \bar{z}_{lim}$ e $\bar{f} > \bar{z}_{lim}$, dove \bar{f} è la profondità (normalizzata) della cerniera plastica:

$$\bar{H}_u = \frac{\bar{p}_{u0}^2}{2\bar{m}} \left[\left(C_1 + C_3 \left(1 + \frac{C_3}{C_1} \right) \right)^2 - 1 \right] \quad (9a)$$

$$C_1 = \left[C_2 + C_3^3 + \sqrt{C_2^2 + 2C_2 C_3^3} \right]^{1/3}; \quad C_2 = \frac{3}{2} \left[\frac{\bar{M}_{yb} \bar{m}^2}{\bar{p}_{u0}^3} - C_3 + \frac{1}{3} \right]; \quad C_3 = \frac{1}{2} \left[1 - \frac{\bar{e} \bar{m}}{\bar{p}_{u0}} \right] \quad (9b)$$

$$\bar{f} = \frac{\bar{p}_{u0}}{\bar{m}} \left(\sqrt{1 + \frac{2\bar{m}\bar{H}_u}{\bar{p}_{u0}^2}} - 1 \right) \quad (9c)$$

$$\bar{H}_u = C_1 - \bar{p}_{u,2D} \bar{e} + \bar{p}_{u,2D} \bar{z}_{lim} \left(\sqrt{\left(\frac{\bar{e}}{\bar{z}_{lim}} + 1 \right)^2 - 2 \frac{(C_1 \bar{e} + C_2 - \bar{M}_{yb})}{\bar{p}_{u,2D} \bar{z}_{lim}^2}} - 1 \right) \quad (10a)$$

$$C_1 = \frac{(\bar{p}_{u0} + \bar{p}_{u,2D}) \bar{z}_{lim}}{2}; \quad C_2 = \frac{(\bar{p}_{u0} + 2\bar{p}_{u,2D}) \bar{z}_{lim}^2}{6} \quad (10b)$$

$$\bar{f} = \frac{\bar{H}_u}{\bar{p}_{u,2D}} + \bar{z}_{lim} \left(1 - \frac{\bar{p}_{u0} + \bar{p}_{u,2D}}{2\bar{p}_{u,2D}} \right) \quad (10c)$$

La Fig. 5 mostra i valori di H_u forniti dalla soluzione teorica proposta (Potini & Conti, 2024), a confronto con quelli derivanti da analisi FE e dalle soluzioni teoriche di Broms (1964a) e di Georgiadis e Georgiadis (2010). In quest'ultimo caso, H_u è stato calcolato integrando numericamente la distribuzione delle pressioni di contatto limite. La soluzione proposta è in buon accordo sia con i risultati FE sia con la soluzione teorica di Georgiadis e Georgiadis (2010). Come previsto, invece, il metodo di Broms porta sempre a una sottostima di H_u .

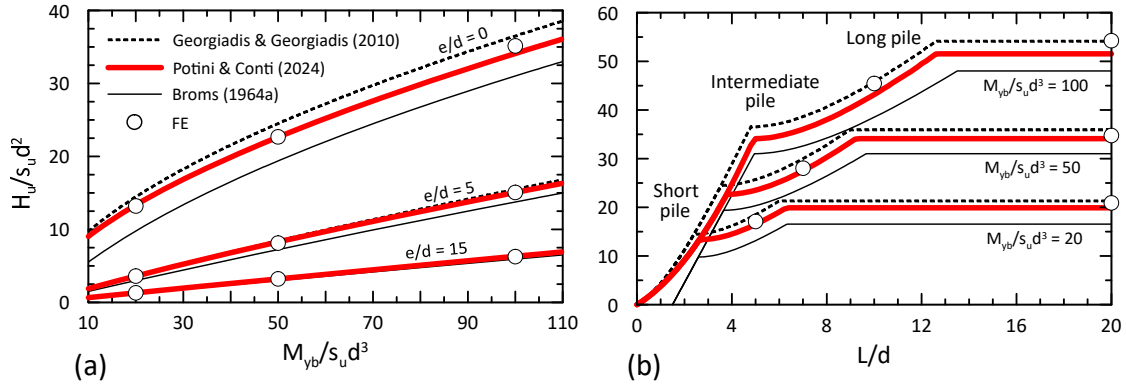


Fig 5. Confronto tra soluzioni teoriche e risultati FE per (a) pali lunghi liberi di ruotare e (b) pali incastrati.

4.3 Confronto tra risultati teorici e sperimentali

Per fornire un'ulteriore validazione del modello teorico proposto, quest'ultimo è stato applicato all'analisi di un ampio database sperimentale, costituito da 67 prove di laboratorio e in sito su pali corti liberi di ruotare ($2 \leq L/d \leq 10$), immersi in terreni argillosi (Chen e Kulhawy, 1994).

Tutte le prove sono state analizzate in condizioni non drenate, assumendo un comportamento rigido del palo e includendo il contributo della resistenza alla punta nelle equazioni di equilibrio limite, che può essere rilevante per piccoli rapporti L/d . La Figura 6 mostra un confronto tra i valori di H_u sperimentali e teorici. Il modello teorico proposto e quello di Georgiadis e Georgiadis (2010) sono in buon accordo con i dati sperimentali, fornendo una previsione leggermente conservativa del carico limite orizzontale.

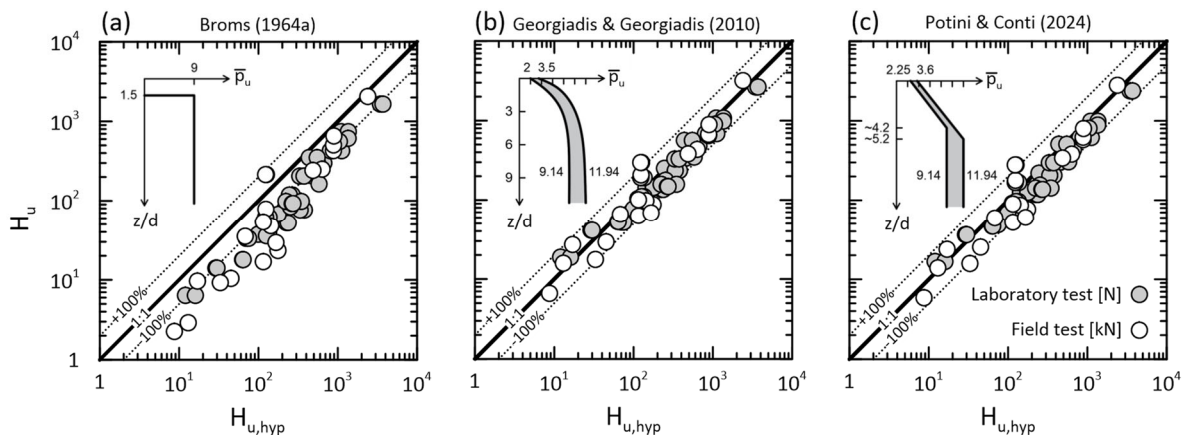


Fig 6. Confronto tra H_u misurato e calcolato per pali corti liberi di ruotare immersi in terreni coesivi

Bibliografia

- ABAQUS, Inc.. ABAQUS 2017 User's Manual. Dassault Systèmes Simulia Corp (2017).
- Broms, B.B. (1964a). Lateral resistance of piles in cohesive soils. Journ. Soil Mech. Found. Div., Proc. ASCE, vol. 90, SM2, pp. 27-63.
- Broms, B.B. (1964b). Lateral resistance of piles in cohesionless soils. Journ. Soil Mech. Found. Div., Proc. ASCE, vol. 90, SM3, pp. 123-156.
- Chen, Y J, and Kulhawy, F H. 1994. "Case history evaluation of the behavior of drilled shafts under axial and lateral loading. Final report". United States.
- Georgiadis, K., & Georgiadis, M. (2010). Undrained lateral pile response in sloping ground. Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering, 136(11), 1489-1500.
- Potini, F., & Conti, R. Horizontal Bearing Capacity of Rc Piles in Cohesive Soil: Numerical and Theoretical Modelling. Submitted to Comput. Geotech. Available at SSRN 4786654.
- Randolph, M. F., & Houlsby, G. T. (1984). The limiting pressure on a circular pile loaded laterally in cohesive soil. Géotechnique 34 (4): 613–623. <https://doi.org/10.1680/geot.1984.34.4.613>.
- Yu, J., Huang, M., & Zhang, C. (2015). Three-dimensional upper-bound analysis for ultimate bearing capacity of laterally loaded rigid pile in undrained clay. Can. Geotech. J. 52 (11): 1775–1790.



INSTALLAZIONE DI CAVI SOTTOMARINI IN TERRENI GRANULARI: APPROCCI ANALITICI VS MACHINE LEARNING

Alejandro Malo Romero
Politecnico di Milano
alejandro.malo@mail.polimi.it

Pietro Marveggio
Politecnico di Milano
pietro.marveggio@polimi.it

Daniele Magri
Prysmian
daniele.magri@prysmian.com

Gabriele Della Vecchia
Politecnico di Milano
gabriele.dellavecchia@polimi.it

Sommario

I parchi eolici offshore rappresentano importanti centri di produzione di energia, dal momento che sfruttano risorse rinnovabili e con basso impatto ambientale. L'installazione dei cavi di collegamento tra le stazioni in mare aperto e le infrastrutture a terra implica sfide tecniche significative, sia a causa delle condizioni particolari dei fondali marini che dei costi associati, che costituiscono circa il 9% dell'investimento totale. Le operazioni di posa dei cavi sfruttano speciali aratri sottomarini che permettono di installare i cavi direttamente sul fondale. La forza di traino necessaria per questa operazione dipende da vari fattori come la tipologia di terreno, la profondità di installazione e la velocità del processo: una stima accurata di tale forza per la progettazione efficace delle operazioni è dunque un'operazione molto complessa. Attualmente, i metodi disponibili per stimare la forza di traino si basano su modelli analitici con fattori di correzione empirici, derivati principalmente da dati di progetti precedenti e test di laboratorio. Tuttavia, le relazioni empiriche su cui si basano questi modelli hanno spesso mostrato scarse capacità predittive se applicate a contesti differenti rispetto a quello di calibrazione. L'uso di tecniche di machine learning, quali il Support Vector Machine, si presenta come una soluzione promettente per superare le limitazioni degli approcci tradizionali. In questa nota, gli autori valutano potenzialità predittive in termini di forza di traino di questo approccio, addestrato e validato prendendo in input esclusivamente la profondità di installazione, la velocità dell'aratro e dati provenienti dalla caratterizzazione standard del sito, quali le caratteristiche granulometriche e risultati di prove CPT.

1. Introduzione

La realizzazione di parchi eolici offshore rappresenta una delle principali soluzioni necessarie a garantire il processo di transizione energetica verso soluzioni caratterizzate da un ridotto impatto ambientale e

dallo sfruttamento di risorse rinnovabili (Wind Europe, 2024). Diversamente da quanto avviene sulla terraferma, nelle aree costiere e nel mare aperto la velocità del vento risulta costante lungo l'arco della giornata e garantisce un flusso stabile di energia da immettere in rete. I parchi eolici sono connessi alle sottostazioni a terra mediante dei cavi sottomarini. Questi cavi sono installati in trincee, allo scopo di proteggerli dalle attività antropiche nelle zone costiere, come la pesca o l'ancoraggio delle navi, e dai naturali carichi idrodinamici. L'industria offshore necessita di soluzioni di efficientamento ed ottimizzazione di questo processo, che mediamente rappresenta il 9% del costo totale di realizzazione di parchi eolici. L'attività di interrimento cavi è inoltre strategica anche per garantire connessioni di energia e dati anche in infrastrutture land/land in tutto il territorio mondiale.

L'installazione dei cavi avviene solitamente attraverso l'utilizzo di uno speciale aratro (Figura 1) posizionato direttamente sul fondale marino e successivamente trainato da una nave (Lauder, 2010). La progettazione di questa attività richiede una previsione accurata della forza di traino, che dipende dal tipo di terreno, dalla profondità di installazione e dalla velocità del processo. Allo stato attuale, ai fini progettuali sono disponibili pochi approcci che permettono di stimare l'entità di questa forza, tutti basati su modelli analitici che comprendono fattori di correzione empirici. Queste formule, nel caso di fondale marino di tipo granulare, scompongono la forza in una componente statica e una componente legata alla velocità di installazione. Il contributo statico è dovuto principalmente (i) all'attrito tra i pattini dell'aratro e il fondale marino e (ii) alla spinta laterale del terreno (Lauder, 2010). La natura della componente legata all'aumento della forza di traino con la velocità è tuttora oggetto di dibattito in letteratura. I materiali granulari infatti possono mostrare un aumento della rigidità all'aumentare della velocità di carico non solo a causa del tempo richiesto per il riarrangiamento delle catene di forza (Zambelli et al., 2007), ma anche a causa della sovrappressione dell'acqua indotta dall'avanzamento dell'aratro, qualora le condizioni di carico siano non drenate o parzialmente drenate. In riferimento a quest'ultimo aspetto, sebbene nelle applicazioni di ingegneria civile sia prassi ipotizzare una risposta sempre drenata per il comportamento della sabbia, nel contesto dell'installazione dei cavi si registra generalmente una risposta parzialmente drenata in relazione alle tipiche velocità di traino dell'aratro (Cathie & Wintgens, 2001; Lauder et al., 2012; Palmer, 1999; Reece & Grinstead, 1986; Robinson et al., 2021).

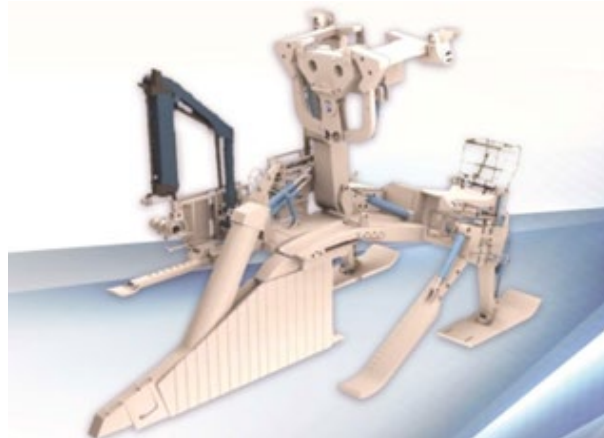


Figura 1. Aratro per installazione di cavi sottomarini

La definizione dei fattori di correzione empirici proposti in letteratura a complemento delle formule analitiche proposte si basa su dati provenienti sia da progetti già realizzati (Cathie & Wintgens, 2001), sia da prove di laboratorio in piccola scala (Cathie & Wintgens, 2001; Robinson et al., 2016, 2017). Tuttavia, questi fattori di correzione risultano spesso eccessivamente dipendenti dal progetto considerato (ad esempio a causa della specifica tecnologia o geometria adottata in fase di calibrazione): per questo motivo l'applicabilità delle relazioni analitiche disponibili a scenari differenti da quelli di calibrazione è discutibile. Per superare questa limitazione, Robinson et al. (2021) hanno recentemente proposto un approccio fisicamente basato, derivato a partire da una serie di test condotti in centrifuga su terreni sia

secchi che saturi, esplorando diversi valori di profondità, densità relativa e velocità dell'aratro, correlando la maggior parte dei parametri necessari alla calibrazione del modello ai risultati di prove CPT e definendo esplicitamente nel modello il ruolo della permeabilità del terreno. Per quest'ultimo modello, oltre alla validazione dell'approccio in laboratorio, non esiste letteratura disponibile riguardo l'applicazione a casi reali. Infine, tutti gli approcci analitici proposti sono caratterizzati da una grande sensibilità del risultato rispetto ai parametri richiesti come input.

Negli ultimi anni, la modellazione basata sull'Intelligenza Artificiale (AI) è emersa come un'alternativa promettente per modellare processi complessi e non lineari in diversi contesti dell'ingegneria geotecnica, in particolare ogni qualvolta sia disponibile una grande quantità di dati. Nella pratica corrente, in fase di realizzazione delle opere di condotte integrate, vengono eseguite prove CPT e di caratterizzazione in laboratorio, oltre che misure dei dati di traino ex-post, in termini di forza di tiro e velocità di installazione. Pur non rappresentando una completa caratterizzazione del tracciato, vista la natura puntuale delle prove CPT e di estrazione dei campioni dal sito, è ragionevole ritenere che queste informazioni possano essere interpretate tramite l'AI per ottenere correlazioni di progetto, utilizzabili per applicazioni industriali.

A partire da una serie di questi dati, in questa nota, gli autori valutano le capacità predittive del più popolare tra i modelli disponibili in letteratura (Lauder 2010) per stimare la forza di traino durante l'installazione di cavi in sabbia. Per superare queste limitazioni, lo studio propone l'uso di AI regressiva con il metodo Support Vector Machine (SVM), che, addestrato su dati di progetto quali la profondità di installazione, la velocità dell'aratro e dati provenienti dalla caratterizzazione standard del sito (quali le caratteristiche granulometriche e risultati di prove CPT) possa prevedere la forza di traino.

2. Approcci empirici per la stima della forza di traino

Per valutare la capacità dei modelli disponibili in letteratura di riprodurre dati reali di installazione di cavi sottomarini, in questa nota si è scelto di considerare, per brevità, il solo approccio proposto da Lauder (2010). Quest'ultimo si basa a sua volta sulla formulazione introdotta da Cathie & Wintgens (2001) per cui la forza di traino F è data da:

$$F = C_w W' + C_s \gamma' D^3 + C_d V D^2, \quad (1)$$

dove V è la velocità di installazione del cavo, D è la profondità di installazione del cavo, C_w è un coefficiente di attrito adimensionale (assunto uguale a 0.4), W' è il peso sommerso dell'aratro, C_s è un coefficiente di spinta passiva adimensionale dipendente dalla densità relativa (D_r), γ' il peso sommerso per unità di volume del terreno e C_d è il coefficiente di resistenza dinamica, che aumenta con D_r e diminuisce con D_{10} , ovvero il diametro dei grani corrispondente al 10% di passante, introdotto dagli autori per tenere conto indirettamente della permeabilità del materiale. Lauder (2010) propone delle curve di correlazione empiriche per determinare C_s e un'espressione esplicita per stimare C_d . I coefficienti sono stati proposti a partire da una analisi a ritroso di prove in piccola scala in condizioni secche e sature condotte in condizioni di gravità standard. Sono stati utilizzati principalmente campioni di sabbia mediamente addensata, mentre condizioni sciolte e dense sono state considerate per la definizione del solo C_s . Le granulometrie utilizzate nel processo di definizione delle curve sono caratterizzate da un valore di D_{10} compreso tra 0.08 mm e 0.19 mm. Ai fini del confronto e quindi all'applicazione dell'Eq. 1 a fini predittivi (Sezione 4), le prove di laboratorio disponibili per i progetti considerati sono state utilizzate per definire γ' e D_{10} , mentre la densità relativa del sito è stata stimata per mezzo dei risultati delle prove CPT.

3. Approccio mediante Support Vector Machine per la stima della forza di traino

Sfruttando l'elevato numero di dati registrati durante le installazioni di cavi sottomarini in progetti passati, è possibile utilizzare approcci di AI per prevedere la forza di traino. Tra le informazioni solitamente disponibili da indagini preliminari geotecniche nel campo offshore, sono state selezionate

due informazioni relative alla granulometria (D_{10} e il coefficiente di uniformità C_U), e la resistenza alla penetrazione proveniente da prove CPT, mediata lungo la profondità D . La motivazione geotecnica alla base della scelta delle variabili considerate è stata dettata, oltre che dalla disponibilità di dati direttamente misurati, dalle seguenti considerazioni:

- La resistenza media alla penetrazione del cono (q_c), misurata tramite prova CPT tiene conto indirettamente sia dell'angolo di attrito del terreno che della densità relativa. Questa variabile ha il vantaggio di essere misurata direttamente, senza la necessità di introdurre correlazione con i parametri del materiale. Nella regressione è stato utilizzato il valore medio registrato fino alla profondità pari a quella del cavo per tenere implicitamente conto della variabilità del terreno lungo la profondità.
- La distribuzione granulometrica, attraverso il D_{10} e il coefficiente di uniformità C_U . Queste due caratteristiche forniscono una misura indiretta della permeabilità, tenendo conto sia della dimensione dei grani che della loro distribuzione.

In fase di installazione sono inoltre disponibili lungo l'intero asse del tracciato la forza di traino necessaria ad installare il cavo F , la velocità V e la profondità D . In questa nota, le caratteristiche del terreno, la velocità e la profondità (input) sono state oggetto di regressione mediante un approccio di Support Vector Machine (SVM) allo scopo di determinare la forza F (output). L'algoritmo di AI è stato addestrato sui dati di due progetti già realizzati. Un terzo progetto, indipendente dai precedenti e non utilizzato per l'addestramento, è stato utilizzato per validazione.

Il Support Vector Machine (SVM) è un modello di apprendimento automatico introdotto per la prima volta da Boser et al. (1992). Si basa sui principi statistici ed è una tecnica non parametrica, il che significa che non presuppone alcuna forma funzionale che le legghi le variabili dipendenti (output) e indipendenti (input). Questo metodo è risultato il più efficiente tra gli approcci AI disponibili in letteratura ed implementati in librerie OpenSource, in relazione alla numerosità di dati a disposizione.

Nel complesso, le variabili di input utilizzate per addestrare il modello SVM sono: (1) la profondità di installazione D ; (2) la velocità dell'aratro V ; (3) la dimensione delle particelle D_{10} ; (4) il coefficiente di uniformità C_U ; (5) la resistenza media alla penetrazione del cono q_c .

4. Confronto e analisi critica

Per valutare la capacità del metodo analitico (Sezione 2) e dell'approccio AI (Sezione 3), è stato scelto come caso studio un progetto di installazione di 2 cavi in parallelo mediante un aratro sottomarino per un tratto complessivo di lunghezza pari a 45.3 km. Il terreno in questione, nel tratto iniziale, è composto da sabbia silicea poco compatta o mediamente addensata nei primi 0.30 m, diventando denso fino a 2 metri di profondità; successivamente, lo strato di terreno poco compatto-mediamente addensato arriva fino a 0.50 m di profondità, con la presenza di lenti di limo compatto. L'installazione è stata effettuata ad una profondità variabile tra 1.50 m e 2.82 m (con una profondità media di 1.90 m), una velocità media di 0.049 m/s per il Cavo 1 e 0.043 m/s per il Cavo 2 (con una massima di 0.102 m/s per il Cavo 1 e 0.077 m/s per il Cavo 2) e una forza di traino registrata media di 1176 kN (massima di 1735 kN). I dati registrati sono caratterizzati da oscillazioni correlate al movimento irregolare dell'aratro (Brunning et al., 2020), conseguenza sia dell'irregolarità della morfologia del fondale marino, sia della tecnica adottata per misurare la profondità di installazione. I dati presentati per l'analisi sono stati quindi filtrati attraverso una media mobile con un range di 50 metri. I parametri del modello analitico sono stati definiti a tratti (ogni tratto è definito dalla presenza di un sondaggio) assumendo per ciascun tratto come rappresentativi i valori dei parametri desumibili dalle prove in sito e in laboratorio relative al sondaggio. Il modello di AI è stato invece addestrato come brevemente discusso nella Sezione 3 su due diversi progetti di installazione di cavi offshore, caratterizzati in entrambi i casi da materiale sabbioso anche se con granulometria e densità differenti.

In Figura 2, la previsione del modello analitico da letteratura e quello basato su SVM sono confrontati con i dati misurati nel progetto. La previsione effettuata tramite l'intelligenza artificiale (AI) ha dimostrato un'eccellente accuratezza, superando notevolmente le prestazioni del modello analitico tradizionale. Quest'ultimo ha mostrato limitazioni significative, principalmente a causa di una forte dipendenza della velocità di installazione. Questa eccessiva sensibilità ha peggiorato l'accuratezza delle stime, rendendo le previsioni del modello analitico meno precise e, in alcuni casi, inadeguate rispetto alle necessità operative reali. D'altro canto, l'approccio basato sull'AI ha gestito in modo più efficace le variabili complesse e ha fornito risultati che si allineano meglio con i dati di progetto ex-post.

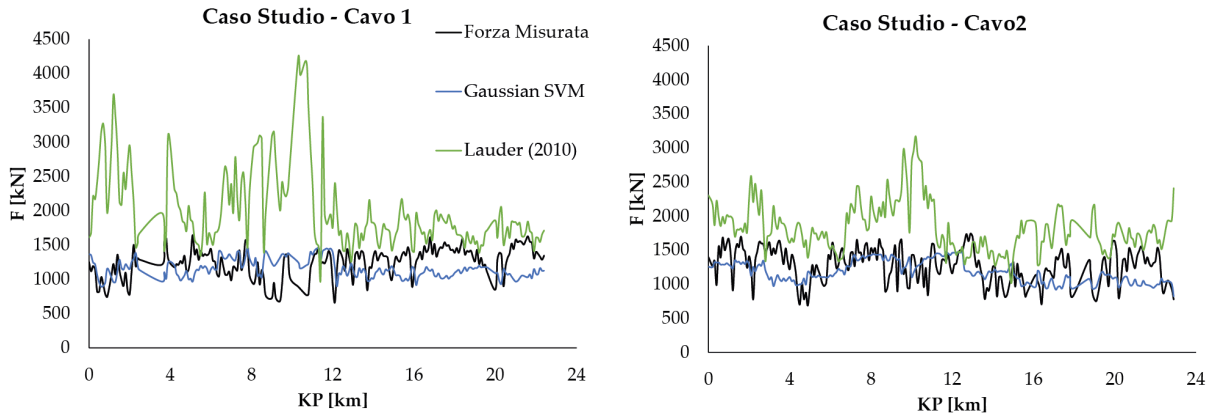


Figura 2. Forza di tiro dell'aratro: modello SVM, approccio analitico e misurazioni in sito nel caso studio.

In Figura 3, la capacità del modello di machine learning di prevedere la forza di traino necessaria per l'installazione di cavi sottomarini, è rappresentata in termini di *scatter plot* sia per quanti riguarda il set di addestramento che quello di previsione. In Figura 3b è rappresentato per entrambi i set di dati l'errore quadratico medio normalizzato (*RMSE*). L'errore ottenuto in sede di addestramento è sostanzialmente lo stesso margine di confidenza registrato in sede di previsione, mostrando come il metodo proposto sia molto versatile ed affidabile in diversi contesti, anche differenti da quelli in cui è stato addestrato.

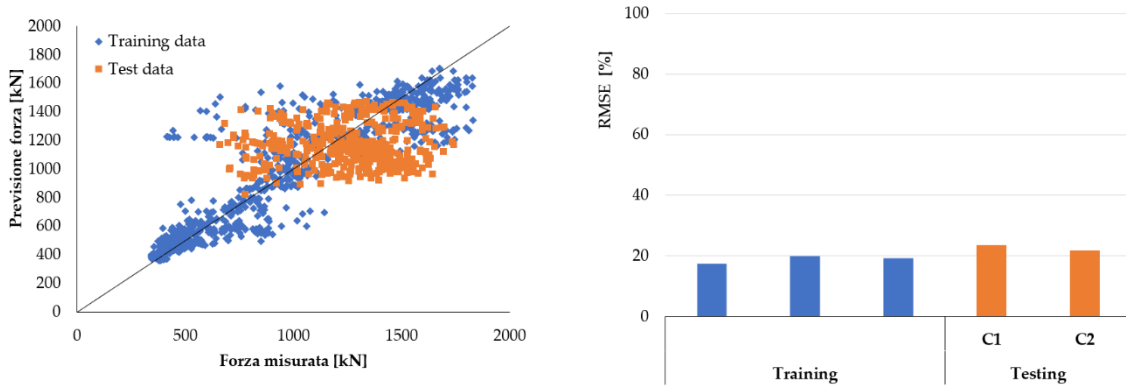


Figura 3. Scatter plot del valore di forza di tiro, confronto tra modello SVM e misurazioni in sito e errore quadratico medio normalizzato (*RMSE*) tra dati di allenamento e previsione.

5. Conclusioni

L'analisi comparativa tra gli approcci analitici tradizionali e quelli innovativi basati sull'intelligenza artificiale (AI), specificamente attraverso l'uso della regressione SVM, ha evidenziato una netta superiorità di quest'ultimi nell'ambito dell'installazione di cavi sottomarini in terreni granulari. Le metodologie analitiche, sebbene ampiamente consolidate, soffrono in tutti i campi di applicazione geotecnica di significative limitazioni dovute soprattutto alla incertezza nella definizione dei parametri rappresentativi. In particolare nel caso in esame la dipendenza dai parametri legati alla velocità di installazione rende le stime spesso imprecise e poco adattabili a contesti operativi variabili, influenzando negativamente l'efficienza e l'efficacia del progetto dell'installazione.

D'altro canto, l'approccio SVM ha dimostrato non solo di ridurre questi problemi ma anche di fornire previsioni accurate che soddisfano le richieste dell'industria. Il modello basato su AI ha mostrato una buona capacità di interpretare e analizzare la complessità e la non-linearità delle relazioni tra i diversi fattori influenzanti, come la profondità di installazione e le caratteristiche fisiche del terreno, ottenendo risultati che migliorano notevolmente la pianificazione e l'ottimizzazione delle operazioni di posa dei cavi.

Questa ricerca suggerisce quindi l'efficacia dell'integrazione delle tecnologie di AI nella progettazione delle infrastrutture per l'energia rinnovabile offshore. Implementare l'AI non solo potenzia la precisione nelle fasi di progettazione, ma promuove anche una riduzione significativa dei costi, dato che permette di anticipare e mitigare possibili problemi durante l'installazione.

Bibliografia

- Brunning, P., Ashton, G., M., Robinson, S. & Lauder, Keith. (2020). Comparative Assessment of Pipeline Plough Performance Prediction Models Against Field Experience in Sand.
- Boser, B. E., Guyon, I. M., & Vapnik, V. N. (1992). A training algorithm for optimal margin classifiers. *Proceedings of the fifth annual workshop on Computational learning theory*, 144-152.
- Cathie, D. N., & Wintgens, J. F. (2001). Pipeline trenching using plows: Performance and geotechnical hazards. *Offshore Technology Conference*.
- Lauder, K. (2010). The performance of pipeline ploughs. University of Dundee Dundee, UK.
- Lauder, K. D., Brown, M. J., Bransby, M. F., & Gooding, S. (2012). Variation of tow force with velocity during offshore ploughing in granular materials. *Canadian Geotechnical Journal*, 49(11), 1244-1255.
- Palmer, A. C. (1999). Speed effects in cutting and ploughing. *Geotechnique*, 49(3), 285-294.
- Reece, A. R., & Grinstead, T. W. (1986). Soil mechanics of submarine ploughs. *Offshore Technology Conference*.
- Robinson, S., Brown, M. J., Brennan, A. J., Cortis, M., Augarde, C. E., & Coombs, W. M. (2016). Improving seabed cable plough performance for offshore renewable energy. *Progress in Renewable Energies Offshore*, Taylor and Francis, London, 413-419.
- Robinson, S., Brown, M. J., Brennan, A. J., Cortis, M., Augarde, C. E., & Coombs, W. M. (2017). Improvement of seabed cable plough tow force prediction models. *8th Offshore Site Investigation and Geotechnics International Conference: 'Smarter Solutions for Future Offshore Developments'*, 914-921.
- Robinson, S., Brown, M. J., Matsui, H., Brennan, A., Augarde, C., Coombs, W., & Cortis, M. (2021). A cone penetration test (CPT) approach to cable plough performance prediction based upon centrifuge model testing. *Canadian Geotechnical Journal*, 58(10), 1466-1477.
- Zambelli, C., di Prisco, C., d'Onofrio, A., Visone, C., de Magistris, F. (2007). Dependency of the Mechanical Behaviour of Granular Soils on Loading Frequency: Experimental Results and Constitutive Modelling. In: Ling, H.I., Callisto, L., Leshchinsky, D., Koseki, J. (eds) *Soil Stress-Strain Behavior: Measurement, Modeling and Analysis. Solid Mechanics and Its Applications*, vol 146. Springer, Dordrecht.



PRESTAZIONE DI ANCORAGGI AUTOPERFORANTI CON FONDAZIONE IN JET-GROUTING

Matteo Senigagliaesi, Paolo Ruggeri, Viviene M. E. Fruzzetti, Giuseppe Scarpelli
Università Politecnica delle Marche, Dipartimento SIMAU
m.senigagliaesi@pm.univpm.it, p.ruggeri@staff.univpm.it, v.m.e.fruzzetti@staff.univpm.it
g.scarpelli@univpm.it

Sommario

Nel presente lavoro sono presentati i risultati di sei campi prova con tiranti preliminari e strumentati realizzati nell'ambito di lavori di potenziamento infrastrutturale nel Porto di Ravenna. Si tratta di ancoraggi con fondazione di elevata lunghezza realizzata con jet-grouting. I dati presentati sono stati raccolti durante l'esecuzione delle prove di carico monitorando, per ogni valore della forza applicata, l'allungamento in testata e la deformazione locale tramite strain gages posizionati lungo il tratto libero e nel bulbo di fondazione. I risultati ottenuti confermano come la forza applicata ai tiranti si distribuisca lungo la fondazione in modo non uniforme.

1. Introduzione

I tiranti di ancoraggio sono sistemi largamente utilizzati nella realizzazione e rinforzo di strutture geotecniche come paratie, muri di sostegno e pendii. Essi sono generalmente composti da una testata, da una parte libera e da un bulbo di fondazione che trasferisce la forza di trazione al terreno. I tiranti possono essere distinti in funzione della tipologia del sistema di bloccaggio in testata (unico o multiplo), in base alla tipologia di armatura (trefoli, barre piene o cave, compositi) e dalla tipologia di protezione nei confronti della corrosione (guaine semplici, multiple o con spessori sacrificali di metallo). Un'ulteriore e forse più significativa distinzione dal punto di vista geotecnico di questi sistemi strutturali è legata alla tecnologia di realizzazione: con tecnica "tradizionale" o con la più recente tecnologia autoperforante (Figura 1).

La tecnica "tradizionale" (Figura 1a) prevede essenzialmente la realizzazione del foro mediante macchine a rotazione munite di batterie di aste elicoidali o mediante roto-percussione con martello a fondo foro. Successivamente, ritirata la batteria di aste, si provvede all'inserimento dell'armatura di fondazione per procedere alla cementazione tramite Iniezione Globale Unica (IGU) o per Iniezione Ripetute e Selettive (IRS). L'utilizzo di questa tecnologia in fase di scavo prevede spesso l'impiego congiunto di sistemi di protezione contro l'occlusione del foro in presenza di terreni incoerenti e bassi livelli tensionali (ad es., tiranti superficiali in terreni sciolti).

La tecnologia autoperforante (Figura 1b) condensa le tre fasi esecutive (realizzazione del foro, inserimento armatura e cementazione) in un'unica fase attraverso l'impiego di sistemi a barre cave o tubolari. Nel caso delle barre cave, il sistema è composto da un elemento di armatura in acciaio ad alta resistenza con filettatura continua, ottenuta per rullatura a freddo, che permette l'accoppiamento mediante manicottatura tra elementi successivi ed è dotato di punta a perdere con ugelli di iniezione per la fase di scavo e cementazione. I tiranti sono eseguiti con macchine a roto-percussione dotate di accoppiatore a tenuta con capacità di iniezione del fluido all'interno delle barre cave. L'iniezione in fase di avanzamento può avvenire ad acqua o boiaccia di cemento con rapporti a/c prossimi all'unità, a basse

pressioni (< 5 bar) al fine di sostenere il foro e asportare il materiale di scavo o, in alternativa, con sistemi ad alta pressione tipo jetting, dove la fase di scavo è affidata alla boiaccia cementizia che, ad alte pressioni (> 300 bar), presenta ottime capacità di taglio e di erosione del terreno.

In particolare, con i tiranti di ancoraggio autoperforanti eseguiti ad alta pressione in Jet Grouting è possibile svincolare la dimensione del bulbo di fondazione dalla dimensione della punta di perforazione, con la possibilità di realizzare fondazioni di diametro ben superiore a 30 cm senza la necessità di utilizzare macchinari con coppie elevate.

Lo scopo di questo documento è la presentazione dei risultati di prove di carico su ancoraggi autoperforanti con fondazione in jet grouting strumentati con strain gages lungo la barra, Il programma sperimentale rientra nelle attività progettuali per i lavori di potenziamento delle strutture portuali nel Porto di Ravenna.

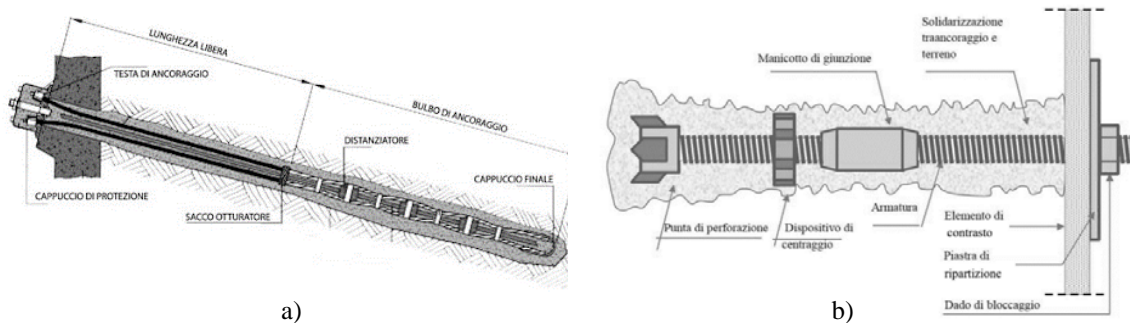


Figura 1 – Tipologie di tiranti: a) “tradizionali”, b) autoperforanti

2. Quadro di riferimento dello studio

Il Porto di Ravenna, situato nel medio Adriatico, rappresenta il sesto porto italiano per quantità di merci movimentate (2021). Nell’anno 2021, sono iniziati i lavori di potenziamento delle infrastrutture al fine di adeguare le strutture esistenti ai nuovi futuri fondali aumentando la capacità operative dello scalo. Tra gli interventi previsti, sono stati realizzati dei tiranti di ancoraggio con fondazione in jet grouting al fine di sopportare parte dell’incremento delle azioni orizzontali statiche e sismiche nella configurazione di carico maggiormente gravosa.

L’area portuale di Ravenna, da un punto di vista geologico, appartiene alla parte sud-orientale della Pianura Padana, formatasi dalla complessa interazione di processi fluviali, marini costieri e tidali. I primi trenta metri del profilo stratigrafico sono caratterizzati da terreni di recente deposizione (periodo Olocenico) con sabbie di cordone litorale che ricoprono depositi coesivi di prodelta. Al disotto troviamo terreni alluvionali appartenenti al tardo Pleistocene. Da un punto di vista geotecnico, lo spesso strato dei depositi di prodelta, caratterizzati da limi argillosi intercalati da livelli centimetrici sabbiosi, offre modeste risorse resistenti (Ruggeri *et al.* 2021), pertanto, è stato scelto di fondare i tiranti di ancoraggio nei terreni del cordone litorale, costituito da sabbie limose ben gradate ($U=D_{60}/D_{10}=20-40$) con un angolo di attrito compreso tra 34-36°.

Come previsto della Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2018), preliminarmente alla realizzazione dei tiranti di ancoraggio definitivi, è stata predisposta una specifica sperimentazione su ancoraggi preliminari di prova (ancoraggi di progetto) da sottoporre a sollecitazioni più severe di quelle di accettazione e verifica dei tiranti definitivi. Gli ancoraggi di prova sono necessari alla definizione delle metodologie e tecnologie di quelli definitivi e per confermare le ipotesi di progetto in termini di resistenza unitaria e comportamento complessivo dell’opera geotecnica. Il numero minimo di tiranti preliminari da realizzare è definito dalla normativa in funzione del numero dei tiranti in opera e, in accordo alle raccomandazioni AGI, sono stati sottoposti a prove di sfilamento e idoneità. La prova di sfilamento prevede il raggiungimento della condizione di sfilamento della fondazione dell’ancoraggio così da determinare la resistenza tangenziale limite tra il bulbo di fondazione ed il terreno. L’ancoraggio

da sottoporre a questo tipo di prova viene generalmente realizzato con una fondazione di lunghezza ridotta rispetto a quello di progetto. Viceversa, la prova di idoneità ha lo scopo di valutare il comportamento del sistema strutturale alle azioni di progetto, pertanto, deve essere identico al tirante definitivo.

3. Metodologia di realizzazione dei campi prova

Gli ancoraggi impiegati nella realizzazione dell'intervento di rinforzo strutturale delle banchine sono della tipologia autoproforante con fondazione in jet grouting. In riferimento ai tiranti di prova, al fine di rendere possibile l'iniezione ad alta pressione e contemporaneamente dotare il sistema di elevate resistenze a trazione, sono stati utilizzati tubolari da "micropalo" con acciaio S355JH e dimensioni 139,7/14,3 mm; i tubolari sono dotati di filettatura per l'accoppiamento e punta a perdere, con 2 ugelli per l'iniezione ad alta pressione di diametro 2,8 mm. Per la messa in opera dei tiranti preliminari si è proceduto mediante perforazione a distruzione con utilizzo di acqua in pressione (~50 bar) per il tratto libero mentre, per il tratto di fondazione, valgono i parametri di esecuzione mostrati in tabella 1.

Tabella 1. Parametri di esecuzione

		Campo prova					
		B	D	F	G	H	M
n. ancoraggi di prova		3	3	3	3	3	7
n. ancoraggi strumentati		2	1	2	3	1	1
Pressione di iniezione	[bar]	300	300	300	300	300	300
Velocità di rotazione	[rpm]	13-16	5-7	15-25	13-16	10-15	10
Velocità di avanzamento	[m/min]	1	0,3-0,5	1	1	0,5-0,8	0,8
Lifting step	[cm]	4	6	4	4	4	4
Time step	[s]	2,5	5	2,5	2,5	2,5	2,8
Portata miscela	[l/min]	150	150	150	150	150	180
N° ugelli	[-]	2	2	2	2	2	2
Diametro ugelli	[mm]	2,8	2,8	2,8	2,8	2,8	2,8
Rapporto A/C	[kg/kg]	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	1
Volume miscela iniettato	[l/m]	≈ 300	≈ 270	≈ 300	≈ 300	≈ 300	N.D.

Nel seguito si riferisce sui risultati delle prove di carico relative a 6 campi prova comprendenti 5 prove a sfilamento di cui 3 strumentate e 7 prove di idoneità tutte strumentate.

4. Definizione della geometria della fondazione

A parità di caratteristiche geotecniche del terreno, il comportamento dell'ancoraggio è determinato da geometria, forma e dimensione del bulbo di fondazione, dalle modalità esecutive e dall'interazione terreno-fondazione. In particolare, nel caso di ancoraggi realizzati in jetting, il diametro reso dipende dalla distanza tale per cui la forza erosiva esercitata dal fluido iniettato in pressione (esponenziale con la distanza) uguaglia la resistenza offerta del terreno (Modoni *et al.* 2006). Nel caso oggetto di studio, in assenza di misure dirette, per la stima del diametro della fondazione si è fatto riferimento al metodo proposto da Flora *et al.* (2013). Si tratta di un metodo semi-empirico attraverso il quale il diametro medio (D_m) è direttamente proporzionale all'energia specifica del jetting ($E'(x)$ [MJ/m]) ed inversamente proporzionale alla resistenza all'erosione del terreno (S):

$$D_m \propto E'(x)^\beta \cdot S^\delta$$

in cui β e δ sono coefficienti che valgono rispettivamente 0,2 e -0,25.

Nel metodo proposto la resistenza all'erosione viene espressa in funzione della resistenza alla penetrazione misurata da prove CPT e/o in funzione del numero di colpi in prove SPT. In Figura 2a sono riportati i profili della resistenza alla punta di alcune CPTu rappresentative delle condizioni stratigrafiche per i diversi campi prova esaminati. In riferimento al campo prova D, si ottiene una stima

del diametro del bulbo jet grouting come rappresentato nella Figura 2b. Si può osservare che il diametro atteso nella parte sabbiosa (fino a quota -8 m da l.m.m.) è di circa 700-800 mm, mentre per il deposito costituito da limi argillosi intorno ai 500 mm. In Figura 2c è rappresentata la geometria di tutti gli ancoraggi considerati, proiettati nel piano verticale. Si può quindi associare la stratigrafia, con la previsione del diametro e con la posizione del bulbo di fondazione.

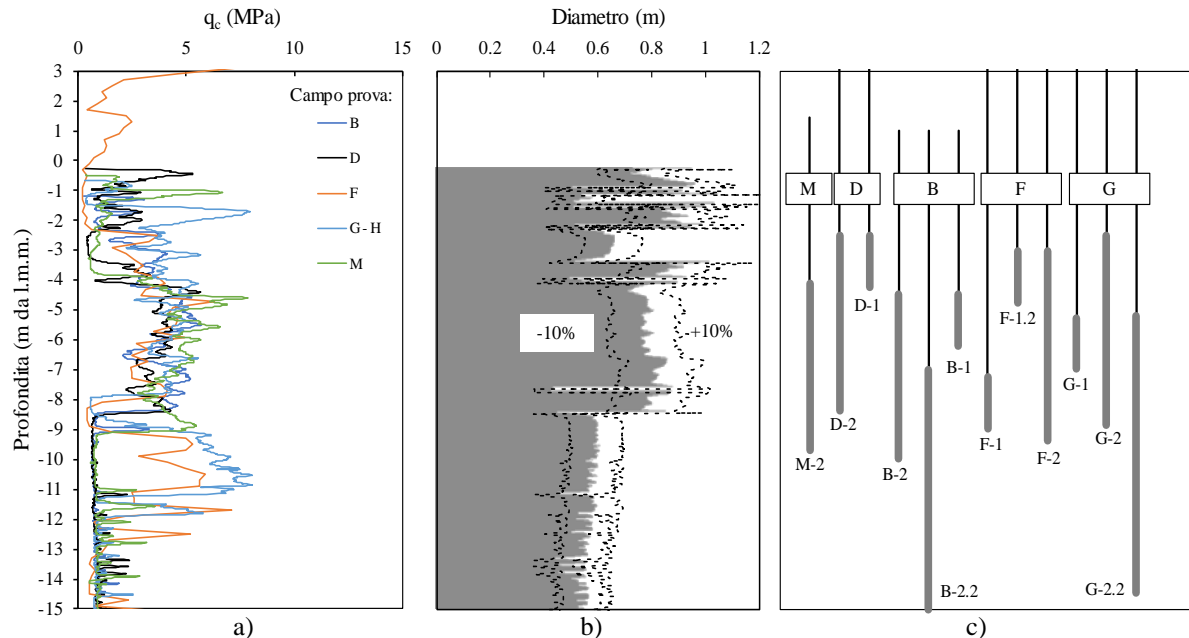


Figura 2. a) Profili CPTu, b) Diametro medio stimato per il campo prova D, c) Sviluppo tiranti.

5. Risultati delle prove di carico e distribuzione del carico lungo la fondazione

Le curve carico-allungamento delle 12 prove di carico sono rappresentate in Figura 3a, b distinguendo le prove a sfilamento dalle prove di idoneità. Le prove a sfilamento mostrano come, un tirante con una fondazione di 5 m ed una lunghezza libera di 15-18 m (D-1, F-1.2, H-1) raggiunga lo sfilamento per un carico di circa 1200 kN, mentre per i tiranti G-1 ed F-1, posizionati più in profondità e con lunghezze libere maggiori, lo sfilamento non viene raggiunto in modo netto (intendendo con questo la presenza di un asintoto circa verticale nel grafico) anche all'ultimo incremento di carico, l'ancoraggio non era in grado di sostenere stabilmente l'azione applicata. I valori di carico ultimo corrispondono ad una portata unitaria di circa 240 kN/m, valore particolarmente alto per i terreni di Ravenna. Assumendo un diametro medio pari a 0,80 m e trascurando la resistenza della sezione trasversale della fondazione, la resistenza unitaria fondazione-terreno ricavabile dalle prove a sfilamento è pari a circa 100 kPa, compatibile con i valori di letteratura per sabbie limose. Le prove di idoneità, spinte fino al carico richiesto, esibiscono una certa variabilità di risposta, in particolare i tiranti G ed M mostrano a parità di carico un allungamento maggiore. Per rappresentare le misure estensimetriche, poiché i tiranti hanno lunghezze libere e bulbi di fondazione differenti, si è proceduto normalizzando la posizione dei sensori in fondazione rispetto alla lunghezza della fondazione (ordinata da 0 a 1) e in funzione della lunghezza del tratto libero per i restanti sensori (ordinata da 1 a 2).

Osservando le misure estensimetriche (Fig. 3c, d), si può notare come, per i tiranti sottoposti a prova di sfilamento, la forza di tiro si distribuisca in modo uniforme lungo tutto il tirante, mentre, per quelli di idoneità la resistenza si mobilita essenzialmente nel segmento di fondazione anteriore mostrando una caduta a circa il 40-50% dello sviluppo longitudinale della fondazione del tirante.

Assumendo per la fondazione, costituita da boiaccia e terreno miscelati, un modulo elastico pari a 6 GPa, un diametro della fondazione pari a 0,80 m e le proprietà elastiche del tubolare, note le misure estensimetriche, è possibile trasformare le misure di deformazione in valori di sollecitazione agente lungo il tirante come segue:

$$F_m = \varepsilon E_{fondazione} A_{fondazione}$$

Gli andamenti della forza stimata (F_m) sono riportati in Figura 4.

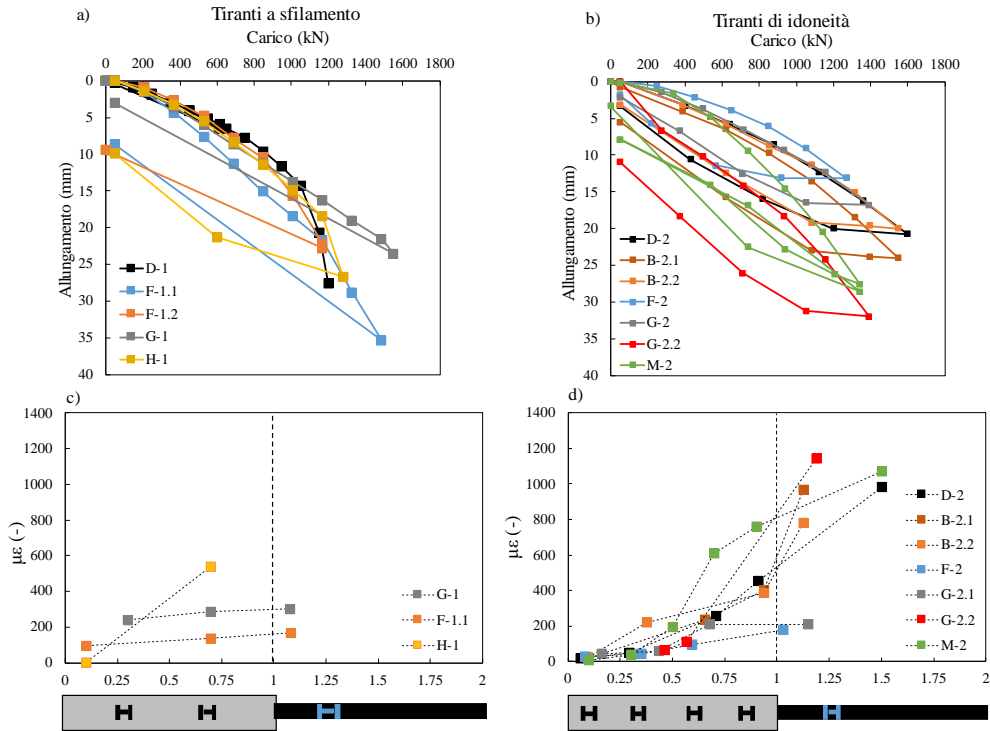


Figura 3. a) prove di carico tiranti a sfilamento, b) prove di carico tiranti di idoneità, c) misure estensimetriche tiranti a sfilamento, d) misure estensimetriche tiranti di idoneità.

Nella Figura 4a, b viene mostrato il valore di carico stimato (F_m) in funzione della lunghezza normalizzata della fondazione per la prova di sfilamento (F-1.2) e di idoneità (D-2) rispettivamente. I risultati sperimentali mostrano come le azioni si scarichino essenzialmente sul tratto iniziale della fondazione. In particolare, si può notare come circa il 10% dell'azione applicata sia trattenuta dalla parte libera per tutti i tiranti, probabilmente a causa della solidarizzazione della miscela di spurgo del jetting lungo il tratto libero.

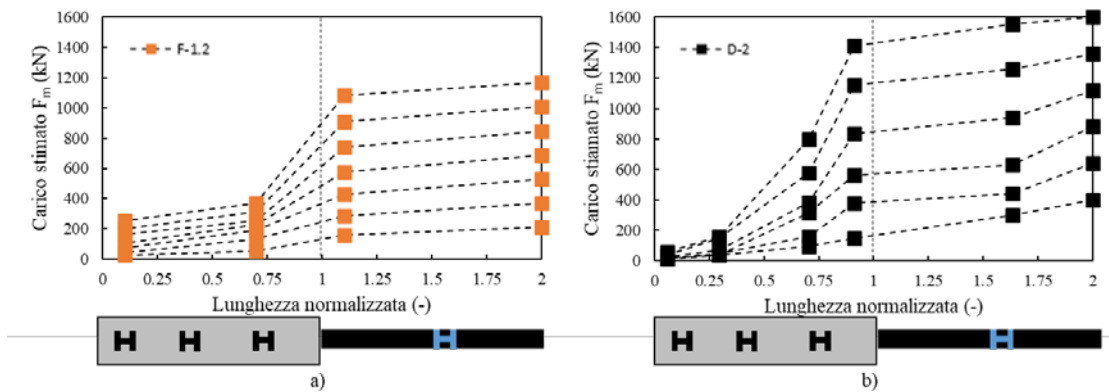


Figura 4. Distribuzione del carico lungo la fondazione: a) Tirante F a sfilamento: carico misurato vs lunghezza normalizzata; b) Tirante D di idoneità: carico misurato vs distanza normalizzata

Come evidenziato da Sousa *et al.* (2021), confrontando i propri risultati con quelli ottenuti da Briaud *et al.* (1998), Iten and Purzin (2010) e Li *et al.* (1988), gran parte del carico assiale, circa il 50%, viene trasferito al terreno nella porzione anteriore della fondazione, precisamente nel primo 40% della lunghezza della fondazione. Nonostante i risultati confrontati da Sousa *et al.* (2021) si riferiscano a

tiranti fondati in terreni con caratteristiche e comportamenti diversi (granulari e non), i risultati ottenuti dai campi prova qui esaminati appaiono pienamente confrontabili con quelli di letteratura (Fig. 5).

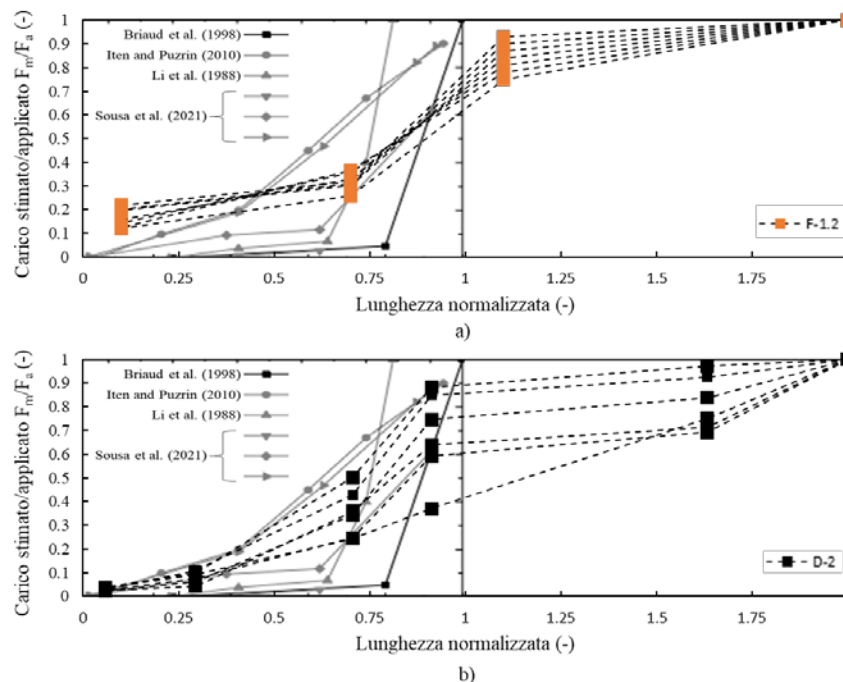


Figura 5. Confronto tra risultati di letteratura e la distribuzione del carico lungo la fondazione al variare del carico applicato a) Tirante a sfilamento (F-1.2); b) Tirante di idoneità (D-1) - (modificata da Sousa et al. 2021)

6. Conclusioni

In questo lavoro sono stati analizzati i risultati di 6 campi prova con tiranti preliminari strumentati con strain gages nella parte libera e in fondazione. I risultati mostrano come il carico non si distribuisca in maniera uniforme lungo la fondazione, ma si concentri nella porzione anteriore del bulbo di fondazione riducendosi drasticamente a circa la metà della lunghezza della fondazione.

Gli scriventi avevano già notato questo comportamento analizzando il solo campo prova M-1 (Senigliesi *et al.* 2023), attribuendone la causa ad un cambio di strato anticipato nei terreni limosi sottostanti lo strato sabbioso, dovuto ad una possibile deviazione dell'asse del tirante in fase di perforazione. Ad oggi, questa ipotesi, anche a seguito di una misura inclinometrica eseguita di recente, può essere scartata. La comprensione di questo comportamento potrebbe quindi essere riconducibile alla relativamente bassa rigidità della fondazione che non riesce a mobilitare contemporaneamente la resistenza del terreno su tutta la sua lunghezza. Lo studio della tematica è attualmente in corso anche con l'ausilio di modellazioni numeriche agli elementi finiti (FEM).

Bibliografia

- Flora, Alessandro, et al. "The diameter of single, double and triple fluid jet grouting columns: prediction method and field trial results." *Géotechnique* 63.11 (2013): 934-945. <https://doi.org/10.1680/geot.12.P.062>
- Modoni, G., Croce, P., & Mongiovì, L. Theoretical modelling of jet grouting. *Géotechnique*, 56(5), 335-347 (2006). <https://doi.org/10.1680/geot.2006.56.5.335>
- Ruggeri, P., Fruzzetti, V. M. E., & Scarpelli, G. "Characterization of the recent soft silty clay deposit in the Ravenna port area (Italy)". In: *Proceedings of the 6th International Conference on Geotechnical and Geophysical Site Characterisation*. (2021) <https://doi.org/10.53243/ISC2020-210>
- Senigliesi, Matteo, et al. "Tiranti di ancoraggio in depositi recenti: monitoraggio estensimetrico della fondazione." atti del convegno: XII IAGIG, (2023). 99-102.
- Sousa, Alex Micael Dantas de, et al. "Load transfer on instrumented prestressed ground anchors in sandy soil." *Revista IBRACON de Estruturas e Materiais* 14 (2021). <https://doi.org/10.1590/S1983-41952021000600012>



STUDIO DELLA RISPOSTA DI EDIFICI A TELAIO SOGGETTI A SCAVO DI GALLERIE: EVIDENZE DA PROVE IN CENTRIFUGA DI TIPO IBRIDO

Chiara Spaggiari

Sapienza Università di Roma
chiara.spaggiari@uniroma1.it

Chuanjin Tang

University of Nottingham
chiuajin.tang@nottingham.ac.uk

Alec M. Marshall

University of Nottingham
alec.marshall@nottingham.ac.uk

Daniela Boldini

Sapienza Università di Roma
daniela.boldini@uniroma1.it

Sommario

La previsione accurata degli effetti indotti dalle attività di costruzione in sotterraneo sugli edifici è di primaria importanza, soprattutto nel contesto dell'estensione delle attuali linee di trasporto verso zone di più recente urbanizzazione, tipicamente caratterizzate da edifici multipiano in calcestruzzo armato. Sebbene lo studio della risposta degli edifici a telaio sia già stato approfondito attraverso simulazioni numeriche e prove sperimentali in centrifuga geotecnica, ad oggi resta la necessità di indagare con maggiore attenzione il ruolo giocato dai muri di tamponamento. Il presente contributo illustra i risultati di due prove realizzate presso l'Università di Nottingham per lo studio dell'interazione terreno-struttura-galleria utilizzando una modellazione di tipo ibrido che prevede lo svolgimento in maniera accoppiata e simultanea della prova in centrifuga e dell'analisi numerica. Infatti, la modellazione centrifuga-numerica ibrida permette di condividere in tempo reale dati in termini di forze e spostamenti tra il modello numerico, che comprende l'edificio, e il modello fisico in centrifuga, che racchiude il terreno, le fondazioni e la galleria. In maniera innovativa le prove ibride sono in grado di combinare i vantaggi di entrambi gli approcci di analisi, permettendo una modellazione realistica degli edifici a telaio dotati di muri di tamponamento in muratura e poggianti su fondazioni superficiali.

1. Introduzione

La modellazione centrifuga-numerica accoppiata (CCNM, *coupled centrifuge-numerical modelling*) rappresenta un sofisticato esempio di modellazione ibrida applicata alle prove in centrifuga geotecnica. Essa si pone come obiettivo quello di incorporare i vantaggi delle prove in centrifuga tipo convenzionale, che permettono di riprodurre fedelmente le condizioni di stato di sforzo tipiche dei problemi di interazione terreno-galleria-struttura, e di combinarli con quelli della modellazione numerica avanzata. In tal modo risulta possibile considerare strutture caratterizzate da geometrie e materiali più realistici. La tecnica è stata sviluppata presso il *Nottingham Centre for Geomechanics* (NCG) dell'Università di Nottingham ed è stata inizialmente utilizzata per analizzare la risposta di edifici a telaio elastici con fondazione su pali soggetti allo scavo di una galleria in condizioni piane (Idinyang et al. 2019). Recentemente, il metodo CCNM è stato migliorato per studiare il comportamento della facciata di un

edificio in muratura in 2D dotato di aperture poggiate su una fondazione continua (Tang et al. 2024). L'ultimo sviluppo della tecnica CCNM ha riguardato l'applicazione della metodologia a semplici strutture intelaiate in 2D dotate di fondazioni superficiali separate con sviluppo parallelo all'asse della galleria (Spaggiari et al. 2024). Infine, in questa nota viene discussa l'estensione alla modellazione numerica 3D che, pur mantenendo una condizione di deformazione piana in centrifuga, permette di riprodurre più fedelmente lo stato di tensione piano che caratterizza i compagni interni al telaio.

L'articolo presenta i risultati di due prove in centrifuga di tipo ibrido svolte considerando in un caso un edificio a telaio formato dal solo scheletro in calcestruzzo armato e in un altro caso lo stesso edificio ma dotato anche di muri di tamponamento in muratura, allo scopo di evidenziarne le differenze nella risposta strutturale indotta dallo scavo di una galleria.

2. Descrizione del problema

Lo studio ha riguardato un edificio a telaio a 6 campate posizionato centralmente rispetto all'asse della galleria (Fig. 1). Le due configurazioni analizzate presentano la struttura come formata dal solo telaio oppure dotata anche dei muri tamponamento.

Il modello strutturale è implementato in 3D in Abaqus® alla scala del prototipo, mentre la parte del problema riprodotta in centrifuga geotecnica, in scala ridotta, comprende il terreno, un modello di galleria e il sistema di fondazioni. Le prove sono state svolte a un'accelerazione di gravità pari a 68g, coerentemente con le precedenti prove in centrifuga di tipo convenzionale (Xu et al. 2021).

Alla scala del modello, la galleria ha un diametro D_t di 90 mm ed è collocata a una profondità z_t di 162 mm sotto la superficie del terreno, corrispondente a uno scenario di scavo a basse profondità caratterizzato da un rapporto copertura su diametro C/D_t pari a 1.3.

Il confine tra il dominio del modello numerico e quello in centrifuga è demarcato dalla linea rossa tratteggiata di Figura 1a. Le informazioni trasmesse attraverso questo confine vengono gestite durante le prove da un'interfaccia di scambio dati in LabView, che controlla il trasferimento e l'elaborazione dei dati tra la parte superiore delle fondazioni (centrifuga) e i nodi alla base del modello numerico. Durante la modellazione di tipo ibrido, i dati scambiati tra i due domini sono i cedimenti, registrati alle fondazioni per ogni incremento di volume perso, che vengono opportunamente scalati prima di essere trasferiti e applicati alla base della struttura a telaio, e le forze, calcolate nell'analisi Abaqus e quindi scalate e riapplicate alle fondazioni (Fig. 2). Attualmente la modellazione centrifuga-numerica permette il controllo delle forze e degli spostamenti solo lungo la direzione verticale.

2.1 Modello in centrifuga

Il terreno utilizzato è una sabbia silicea a grana fine (Leighton Buzzard Fraction E) con densità relativa pari a $I_d = 90\%$, diametro medio di 0.14 mm e un indice dei vuoti minimo e massimo pari a 0.61 e 1.01 (Lanzano et al. 2016). Al fine di garantire uniformità delle condizioni del campione, racchiuso all'interno di un contenitore dalle dimensioni interne pari a 500 mm × 700 mm × 150 mm, è stato adottato un metodo di pluviazione di tipo automatico.

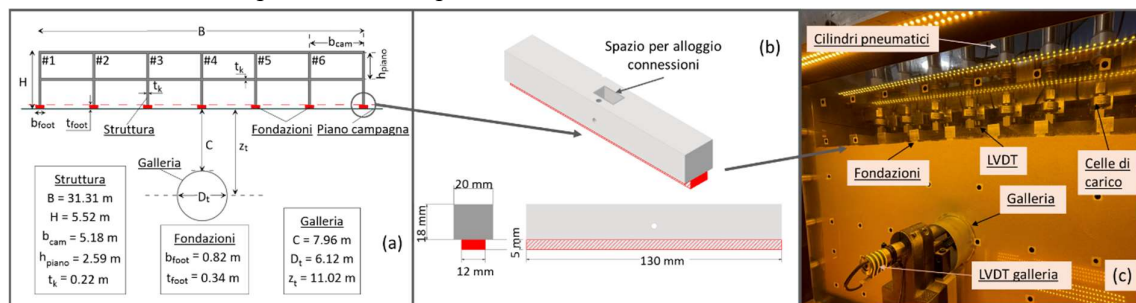


Fig 1. Il problema di interazione terreno-struttura-galleria alla scala del prototipo (a); schema delle fondazioni alla scala del modello (b); vista delle sette fondazioni e della strumentazione in centrifuga (c).

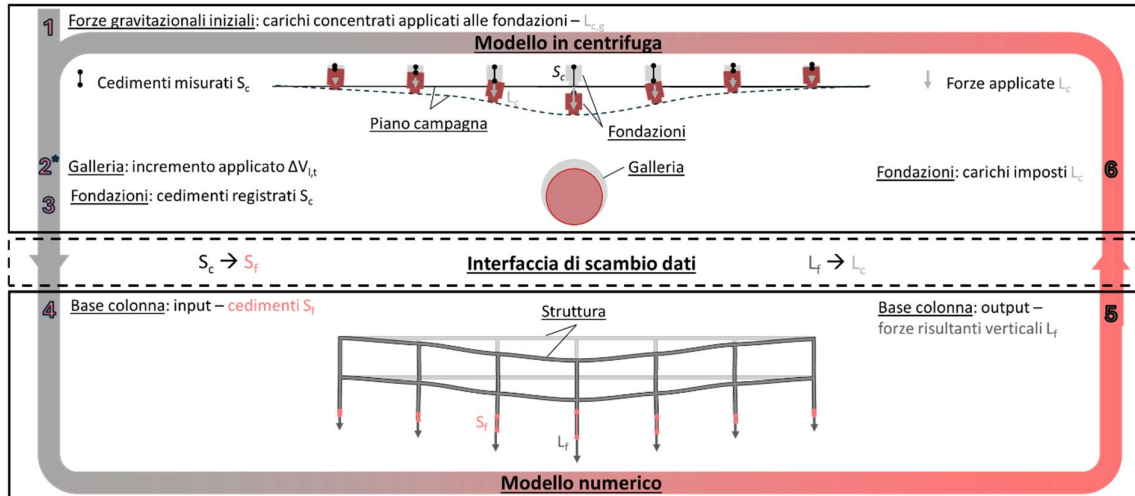


Fig 2. Diagramma del metodo CCNM.

Il modello di galleria di tipo meccanico a contorno rigido è in grado di simulare il campo eccentrico degli spostamenti generati dallo scavo attraverso il controllo del contorno del cavo come funzione del volume perso in galleria $V_{i,t}$ (valore massimo di 3.5% per incrementi di $\approx 0.1\%$) (Song e Marshall 2020). Le sette fondazioni poggiano al piano campagna e si sviluppano lungo la direzione parallela alla galleria per 130 mm alla scala del modello (Fig. 1b-c). Esse hanno una larghezza di 12 mm e uno spessore di 5 mm e sono realizzate in alluminio (modulo di Young pari a 70 GPa, simile per ordine di grandezza a quello del c.a.). La connessione tra le fondazioni e il sistema di trasmissione dei carichi è resa possibile dalla parte superiore dei blocchi di alluminio, dove avviene anche la misurazione degli spostamenti verticali (in grigio in Fig. 1b). Inoltre, l'elevata rigidità di tale porzione permette l'applicazione uniforme dei carichi alla superficie, così garantendo una condizione di deformazione piana. I carichi in fondazione sono trasmessi da un sistema di sette cilindri pneumatici, un collettore e otto regolatori pneumatici compatti. Ogni cilindro è dotato di una camera superiore e una inferiore: la prima corrisponde a un valore comune di pressione controllato dal collettore, mentre nella seconda la pressione dell'aria è governata dai regolari in maniera indipendente per trasmettere il carico desiderato. La misurazione degli spostamenti verticali avviene nella parte superiore dei blocchi di fondazioni tramite LVDT con corsa pari a 10 mm, mentre i carichi sono misurati con celle di carico da 500 N.

2.2 Modello numerico

La modellazione numerica è svolta con il codice agli elementi finiti Abaqus/CAE (Smith, 2020), descrivendo telaio e pannelli in ambiente 3D con elementi solidi quadratici a integrazione ridotta denominati C3D20R (Fig. 3).

La struttura a telaio e i tompagni in muratura sono schematizzati mediante legge elastico lineare, adottando i seguenti parametri: unità di peso di volume $\gamma = 27 \text{ kN/m}^3$, modulo di Young $E = 53.8 \text{ GPa}$, e coefficiente di Poisson $\nu = 0.334$ per lo scheletro in c.a. (Boldini et al. 2021a) e unità di peso di volume $\gamma = 13 \text{ kN/m}^3$, modulo di Young $E = 4.0 \text{ GPa}$, e coefficiente di Poisson $\nu = 0.2$ per i pannelli in muratura (Boldini et al. 2021b, Spaggiari et al., 2023).

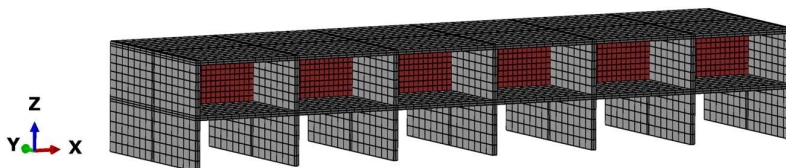


Fig 3. Modello numerico 3D della struttura a telaio con tompagni in muratura.

Il telaio ha uno spessore pari a 8.8 m, mentre i pannelli di 0.25 m sono collocati all'interno del telaio in posizione centrale. Nel presente modello i muri di tamponamento e il telaio in c.a. sono vincolati tra loro attraverso connessioni di tipo *tie* tra superfici.

2.3 Svolgimento delle prove

Inizialmente, le fondazioni vengono posizionate sulla superficie del terreno a 1g applicando un piccolo carico pari a 8 N per favorire un contatto uniforme. Successivamente, la centrifuga geotecnica viene portata a un valore di accelerazione di gravità pari a 68g (corrispondente a 193 rotazioni al minuto) e vengono effettuati 2 cicli di stabilizzazione (consistenti nella riduzione delle rotazioni al minuto corrispondenti a 10g per poi tornare al valore di 68g). Una volta applicati i carichi gravitazionali $L_{c,g}$ alla scala del modello alle fondazioni (depurati del peso della parte superiore del blocco), la centrifuga viene lasciata in funzione per circa 30 minuti per garantire una migliore omogeneità del terreno in termini di spostamenti iniziali. Poi, viene attivato il primo incremento di volume perso (pari a $\Delta V_{1,t} \approx 0.1 - 0.2\%$), che genera il corrispondente campo di spostamenti nel terreno e nelle fondazioni. In seguito, gli spostamenti verticali S_c , registrati dagli LVDT, vengono trasmessi all'interfaccia LabView e dopo essere stati convertiti alla scala del prototipo S_f , sono imposti ai nodi alla base del modello numerico. I cedimenti generano una nuova configurazione deformata del telaio e redistribuzione dei carichi all'interno della struttura. Le nuove forze risultanti verticali L_f , calcolate dal modello numerico, vengono poi trasferite, scalate a L_c , ad ogni fondazione in centrifuga (Fig. 2).

Il trasferimento dei carichi e degli spostamenti avviene solo al raggiungimento di una condizione di equilibrio tra i due domini che deve essere costantemente verificata durante tutta l'esecuzione della prova e in particolare prima di poter procedere a un nuovo incremento di volume perso.

Inoltre, un importante protocollo di trasferimento dei dati riguarda l'imposizione di una soglia minima alla forza verticale scambiata in fondazione per evitarne il sollevamento (i.e. -95 N, corrispondente a una carico nominale applicato alle fondazioni di 4 N in centrifuga). L'applicazione di tale piccolo carico garantisce il contatto tra terreno e fondazioni durante tutta la prova, così impedendo l'effettiva formazione del tipico meccanismo di apertura. Questo accorgimento si è reso necessario per prevenire disallineamenti delle fondazioni in seguito a eventuali sollevamenti delle stesse.

3. Risultati delle prove in centrifuga ibride

La Figura 4 mostra gli spostamenti alla base della struttura ottenuti per il solo telaio e il telaio con tompagni per $V_{1,t} = 2.0\%$ alla scala del prototipo. Dal confronto dei risultati con i dati ottenuti per condizioni di campo libero da Tang et al. (2024), si evince come il contributo della struttura in termini di rigidezza e peso modifichi la conca di subsidenza riducendo i cedimenti differenziali, tendenza che risulta ancora più marcata nel caso di presenza dei muri di tamponamento. Anche gli spostamenti orizzontali risultano estremamente ridotti rispetto a quelli ottenuti a piano campagna per condizioni di campo libero. Al fine di validare la nuova modellazione in 3D, sono presentati anche i risultati ottenuti da una precedente prova in centrifuga realizzata con solo telaio in 2D, da cui si può osservare un buon accordo in termini di spostamenti verticali e orizzontali con il corrispondente caso in 3D. La differenza tra i cedimenti verticali della struttura a telaio e quella dotata di muri di tamponamento può trovare spiegazione nella diversa rigidezza dei due edifici (soprattutto nella parte destra della struttura), nonostante un evidente problema di mancata simmetria nella prova con tompagni, che verrà effettuata nuovamente nelle prossime settimane.

In Figura 5 sono rappresentati i risultati in termini di reazioni vincolari scambiate alla base del telaio L_c (alla scala del modello) per alcuni valori di $V_{1,t}$. Al procedere dello scavo si nota come, nel caso di solo telaio, la colonna centrale di questo subisca una progressiva diminuzione del carico sopportato che va mano a mano a gravare sulle colonne più esterne (Fig. 5a). Tale processo di redistribuzione dei carichi risulta ancora più accentuato nella struttura dotata di tompagni (Fig. 5b), dove gli elementi in muratura

svolgono un importante ruolo di connessione e irrigidimento del telaio stesso. Inoltre, per valori di $V_{l,t}$ superiori a 1.5%, la struttura con tompagni raggiunge il limite nominale di carico imposto alle fondazioni, corrispondente a una condizione di separazione tra terreno e fondazione.

In Figura 6 sono raffigurate le configurazioni deformate della sola struttura a telaio (Fig. 6a-d) e del telaio dotato di tamponature (Fig. 6e-h), insieme al parametro di distorsione angolare β , per diversi valori di volume perso rappresentato facendo riferimento alle categorie di danno di Boscadin e Cording (1989). Il parametro β è stato calcolato in due modi: nel primo caso considerando solo i cedimenti verticali (quadrato) e nel secondo aggiungendo il contributo degli spostamenti orizzontali (triangolo), utilizzando la formula proposta da Son e Cording (2005). Nonostante alcune asimmetrie, dovute agli spostamenti misurati, è possibile osservare come l'influenza dei tompagni riduca notevolmente il danno indotto sulla struttura. Inoltre, si evidenzia come il contributo dato dagli spostamenti orizzontali generati nel modello numerico risulti non trascurabile nel calcolo del parametro di distorsione angolare β , soprattutto considerando che tali valori potrebbero essere sottostimati a causa del loro mancato controllo nell'attuale metodologia delle prove CCNM.

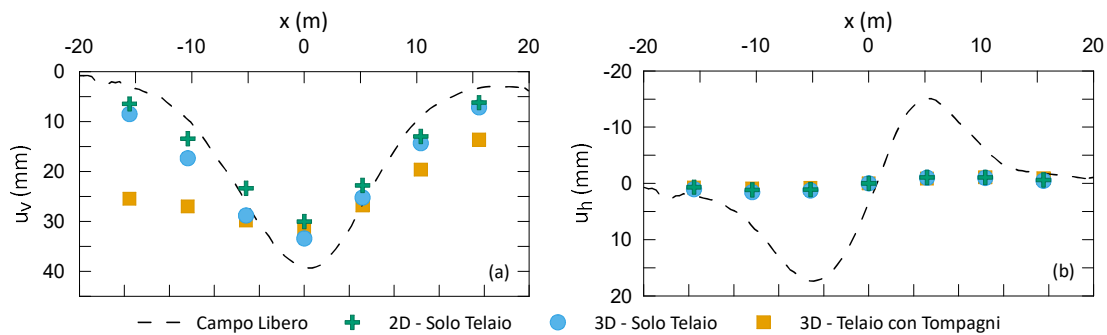


Fig 4. Risultati in termini di cedimenti (a) e spostamenti orizzontali (b) per condizioni di campo libero, solo telaio (2D), solo telaio (3D) e telaio con tompagni (3D) per $V_{l,t} = 2\%$ alla scala del prototipo.

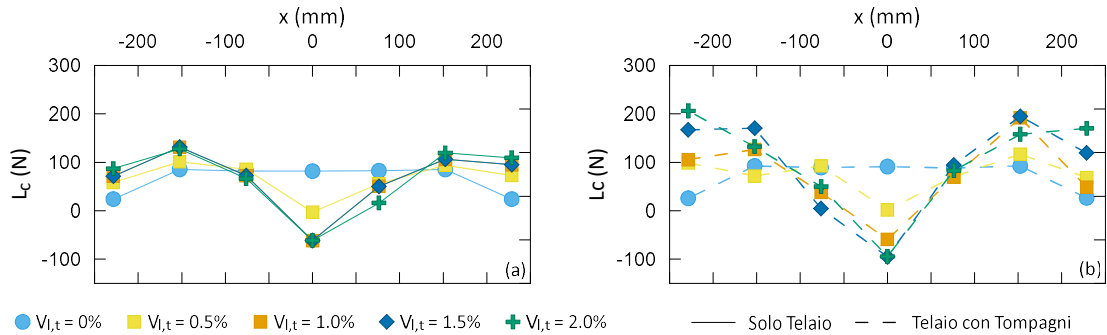


Fig 5. Forze verticali scambiate alla base del telaio con (a) e senza tompagni (b) per diversi scenari di $V_{l,t}$ alla scala del modello.

4. Conclusioni

Il presente contributo illustra l'applicazione della nuova metodologia CCNM per lo svolgimento di prove in centrifuga geotecnica di tipo ibrido su edifici intelaiati modellati in tre dimensioni e soggetti allo scavo di una galleria a basse coperture. In particolare, sono stati presentati i risultati di due prove svolte presso l'Università di Nottingham che hanno avuto come oggetto una struttura a solo telaio e un edificio intelaiato con tamponature, evidenziando come l'aggiunta di muri di tamponamento produca sostanziali variazioni nella redistribuzione dei carichi interni indotti dallo scavo e importanti riduzioni in termini di potenziale danno. Ulteriori prove ibride in centrifuga verranno realizzate considerando leggi costitutive di tipo avanzato per i pannelli e configurazioni a telaio di tipo più realistico.

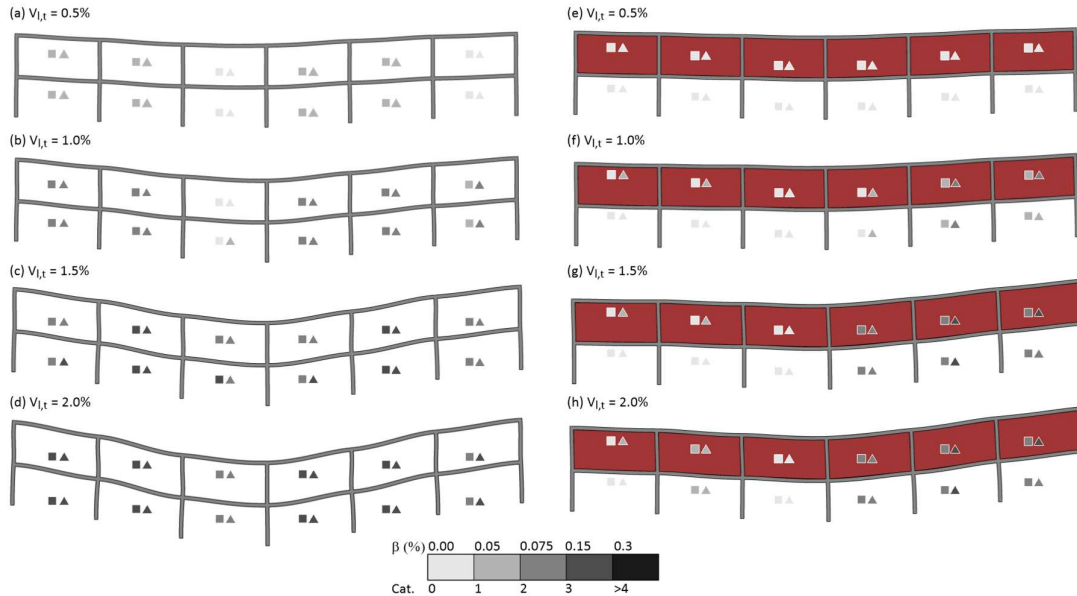


Fig 6. Configurazioni deformate delle strutture senza (a-d) e con tumpagni (e-h) per un fattore di scala = 100 e categorie di danno per $V_{1,t} = 0.5\%$ (a,e), 1.0% (b,f), 1.5% (c,g) e 2.0% (d,h). Il parametro di distorsione β è calcolato considerando solo i cedimenti (quadrato) oppure includendo gli spostamenti orizzontali (triangolo).

Bibliografia

- Boldini D., Losacco N., Franza A., DeJong M. J., Xu J., Marshall A.M. (2021a). “Tunnelling-Induced Deformation of Bare Frame Structures on Sand: Numerical Study of Building Deformations”, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 147(11): 04041116.
- Boldini D., Losacco N., Franza A., Miraei S.M. (2021b). “Numerical modelling of framed structures with masonry infills affected by tunnelling-induced deformation and damage”, *Proc. 10th Int. Symp. of Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground*, Cambridge, 510-516.
- Boscardin M.D., Cording E.J. (1989). “Building response to excavation-induced settlements”, *Journal of Geotechnical Engineering*, 115(1), 1-21.
- Idinyang S., Franza A., Heron C. M., Marshall, A. M. (2019). “Real-time data coupling for hybrid testing in a geotechnical centrifuge”, *International Journal of Physical Modelling in Geotechnics*, 19(4):208–220.
- Lanzano G., Visone C., Bilotta E. Santucci de Magistris, F. (2016). “Experimental assessment of the stress–strain behaviour of Leighton Buzzard sand for the calibration of a constitutive model”, *Geotechnical and Geological Engineering*, 34: 991–1012.
- Son M., Cording E.J. (2005). “Estimation of building damage due to excavation-induced ground movements”, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 131(2), 162-177.
- Song G., Marshall A.M. (2020). “Centrifuge modelling of tunnelling induced ground displacements: pressure and displacement control tunnels”, *Tunnelling and Underground Space Technology*, 103:103461.
- Smith M. (2020). “ABAQUS/Standard User's Manual, Version 2020”. Dassault Systèmes Simulia Corp.: Providence, RI, USA.
- Spaggiari C., Acikgoz S., Boldini D. (2023). “Modelling tunnelling-induced damage in framed structures with masonry infill walls”. *Proc. 10th Eur. Conf. on Numerical Methods in Geotechnical Engineering*, United Kingdom, 340.
- Spaggiari C., Tang C., Boldini D., Marshall A.M. (2024). “Response of framed buildings on separate footings to tunnelling: a hybrid modelling study”, *Proc. 5th Eur. Conf. on Physical Modelling in Geotechnics*, Delft, accepted.
- Tang C., Selvaraj S., Heron C., Marshall A.M. (2024). “Coupled centrifuge-numerical modelling of shallow foundations”. *Proc. 11th Int. Symp. of Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground*, Macau, 404–412. DOI: 10.1201/9781003413790-48404
- Xu J., Franza A., Marshall A.M., Losacco N., Boldini D. (2021). “Tunnel-framed building interaction: comparison between raft and separate footing foundations”, *Géotechnique*, 71(7), 631-644.



CURVE CARATTERISTICHE NON DRENATE PER GALLERIE PROFONDE E SUPERFICIALI IN ASSENZA E IN PRESENZA DI RIVESTIMENTO: ANALISI NUMERICHE E INTERPRETAZIONE TEORICA

Matteo Zerbi
Politecnico di Milano
matteo.zerbi@polimi.it

Luca Flessati
Delft University of Technology
L.Flessati@tudelft.nl

Claudio di Prisco
Politecnico di Milano
claudio.diprisco@polimi.it

Sommario

Il progetto del rivestimento di una galleria richiede un'approfondita analisi dell'interazione terreno-struttura, influenzata quest'ultima dalle modalità di scavo e installazione del rivestimento. In questa nota sono riportati i risultati di analisi numeriche a elementi finiti dello scavo di una galleria circolare in terreni puramente coesivi e caratterizzati da una risposta duttile. Le analisi sono state svolte considerando diverse profondità di scavo. I risultati mostrano che la profondità dello scavo influisce significativamente sia sulla curva caratteristica della galleria che sul momento flettente agente all'interno del rivestimento. In gallerie profonde, la progressiva riduzione dello sforzo radiale causa l'espansione della zona plasticizzata e la risposta del sistema si mantiene stabile, mentre in gallerie superficiali la risposta diventa instabile a causa della presenza del piano campagna. L'installazione del rivestimento in calcestruzzo armato previene il collasso del sistema nel caso di gallerie superficiali e convergenze eccessive nel caso di gallerie profonde, con variazioni significative nelle azioni interne.

1. Introduzione

Il progetto del rivestimento di una galleria risulta particolarmente complesso in quanto l'azione sul sostegno è governato dall'interazione terreno-struttura e quindi fortemente dipendente dalle modalità di scavo e di messa in opera del rivestimento.

Oggigiorno, il predimensionamento del rivestimento si basa sul metodo “convergenza-confinamento” (Lombardi, 1975), che impone l'equilibrio degli sforzi radiali e la congruenza degli spostamenti radiali al contatto rivestimento-terreno. Questo approccio si basa sulla definizione di (i) “curva caratteristica della galleria”, che lega la pressione sulla parete del cavo con la convergenza radiale, (ii) “curva caratteristica del rivestimento”, che lega la pressione all'estradosso del rivestimento e la relativa convergenza, e (iii) la curva che lega lo sforzo radiale (o la convergenza) con la distanza dal fronte.

In particolare, la “curva caratteristica della galleria” viene spesso assunta sulla base di soluzioni analitiche che considerano (i) una galleria circolare, (ii) stato di sforzo uniforme (e nella maggior parte

dei casi isotropo) e (iii) dominio di terreno infinitamente esteso. Questa ultima assunzione risulta poco ragionevole nel caso di gallerie a bassa copertura.

Da un punto di vista strutturale, inoltre, questo approccio consente di valutare unicamente l'azione assiale media nel rivestimento, funzione della pressione radiale, ma non il momento agente.

In questa nota, sono riportati i risultati relativi ad analisi a elementi finiti dello scavo, ed eventuale installazione del rivestimento, in un terreno puramente coesivo, considerando diverse profondità della galleria. In particolare, i risultati numerici hanno evidenziato che sia la curva caratteristica della galleria che il momento agente sul rivestimento sono significativamente influenzati dalla profondità dello scavo. In particolare, (i) la curva caratteristica della galleria deve essere modificata rispetto al caso teorico, per tenere conto di un meccanismo a camino, e (ii) il momento agente sul rivestimento aumenta con il diminuire della copertura.

2. Modelli numerici

Le analisi numeriche sono state svolte con il codice a elementi finiti FEA NX. La geometria del modello numerico è riportata in Figura 1. Sono state imposte condizioni di deformazione piane e, per la simmetria del problema, è stato simulato solo metà dominio. La geometria del sistema è descritta dal diametro della galleria $D = 10m$ e dalla profondità dell'asse H . I bordi laterale e inferiore sono stati posizionati sufficientemente distanti dalla galleria da non avere influenza sui risultati numerici. Sui bordi laterali e alla base del dominio sono impediti gli spostamenti in direzione normale.

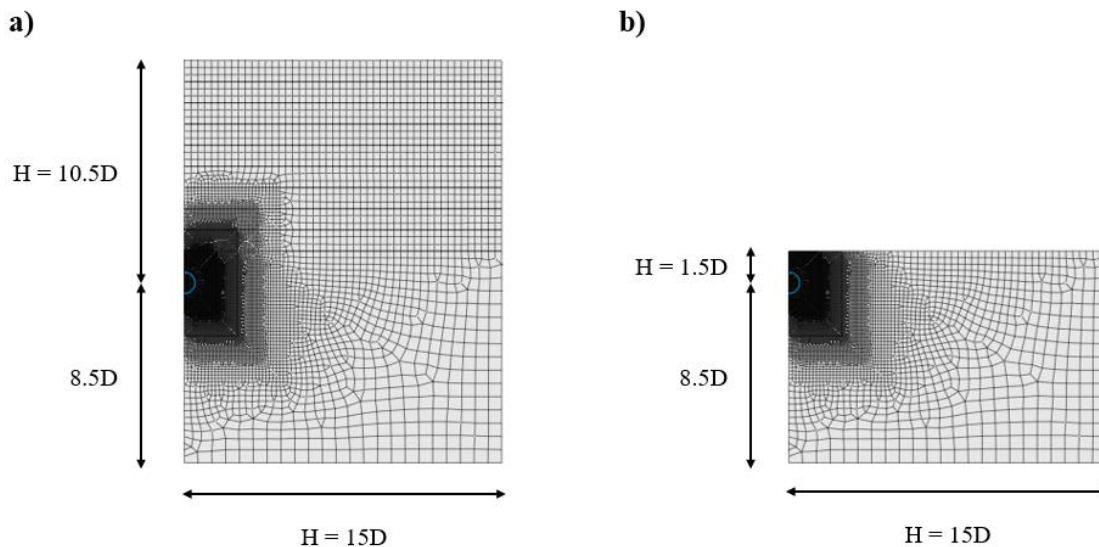


Fig 1. Modelli numerici bidimensionali impiegati per il caso di a) galleria profonda ($H/D=10.5$) e b) galleria superficiale ($H/D=1.5$)

Il comportamento meccanico del terreno è modellato tramite una relazione costitutiva elastico-perfettamente plastica. La condizione di rottura è definita dal criterio di Tresca (la resistenza non drenata viene qui denominata S_u) e la legge di flusso è assunta essere associata. Le proprietà elastiche del terreno (modulo di Young non drenato E_u e modulo di Poisson non drenato $\nu_u = 0.5$) sono assunte costanti lungo la profondità. In tutte le analisi si è assunto $E_u = 50 \text{ MPa}$ mentre S_u è stato variato al fine di mantenere costante il rapporto $\sigma_{c0}/S_u = 7$ dove $\sigma_{c0} = \gamma_{sat} H$ rappresenta lo sforzo iniziale in asse della galleria (Figura 1).

L'eventuale rivestimento è invece stato modellato come elementi monodimensionali di tipo trave, con spessore costante $t = 0.2m$ e comportamento elastico-lineare. Sono stati considerati unicamente rivestimenti in calcestruzzo armato, per i quali si è assunto un peso specifico $\gamma_{ca} = 25 \text{ kN/m}^3$, un modulo di Young $E_{ca} = 30 \text{ GPa}$ e un modulo di Poisson $\nu_{ca} = 0.2$.

Le analisi sono state eseguite come segue:

- (i) la distribuzione iniziale delle tensioni totali è imposta sull'intero dominio: le tensioni verticali totali sono progressivamente incrementate fino al loro valore finale assumendo un peso unitario del terreno saturo $\gamma_{sat} = 20 \text{ kN/m}^3$, mentre le tensioni orizzontali totali sono incrementate imponendo uno stato di sforzo isotropo;
- (ii) il processo di scavo è simulato rimuovendo progressivamente gli elementi di terreno all'interno del cavo;
- (iii) eventualmente, dopo una parziale rimozione del cavo, viene installato il rivestimento prima del completamento dello scavo. Nelle analisi riportate si assume sempre che il rivestimento venga installato una volta completato il 30% dello scavo (AFTES, 2001).

3. Risultati

In questa sezione sono discussi i risultati numerici ottenuti con i modelli presentati nella sezione 2. Per la discussione dei risultati si è fatto uso delle variabili adimensionali introdotte da di Prisco et al., 2018

$$Q_c = \left(1 - \frac{\sigma_c}{\sigma_{c0}}\right) \frac{\sigma_{c0}}{S_u} \quad (1)$$

$$q_c = \frac{u_c}{u_{cr,el}} \frac{\sigma_{c0}}{S_u} \quad (2)$$

ove σ_c e u_c rappresentano rispettivamente lo sforzo e spostamento radiale medi lungo il cavo mentre $u_{cr,el} = \sigma_{c0}D/(4G)$ è lo spostamento residuo medio del cavo nel caso di galleria infinitamente profonda in cui il comportamento del materiale fosse elastico-lineare.

3.1 Scavo non rivestito

I risultati numerici ottenuti in assenza di rivestimento sono riportati in Figura 2, dove sono confrontati con la soluzione analitica per il caso elastoplastico, ottenuta in assenza di gravità e considerando un dominio infinitamente esteso e uno stato di sforzo iniziale isotropo. In particolare, si osserva che la soluzione numerica ottenuta per il caso $H/D = 10.5$ coincide praticamente con la soluzione teorica mentre nel caso di galleria superficiale ($H/D = 1.5$) la soluzione numerica si stacca dalla soluzione teorica per $Q_c = 2$.

La diversa risposta meccanica può essere giustificata andando a osservare lo sviluppo delle deformazioni plastiche all'interno del dominio:

- (i) nel caso di galleria profonda ($H/D = 10.5$) si osserva una progressiva espansione della zona plasticizzata (il cosiddetto "raggio plastico", Figura 3a e b), conferendo al sistema una risposta stabile dovuta ad un incrudimento strutturale, non dovuto alla legge costitutiva assunta che è elasto-plastica perfetta, ma alla iperstaticità del sistema; il meccanismo che si sviluppa è coerente con quello previsto dalla soluzione analitica, sebbene dissimetrico per la presenza della gravità;
- (ii) nel caso di galleria superficiale ($H/D = 1.5$), l'iniziale espansione del raggio plastico (Figura 4a) viene invece inibita al di sopra della galleria dalla presenza del piano campagna. La risposta meccanica del sistema diviene instabile per il formarsi di un meccanismo che

interessa la superficie (Figura 4b).

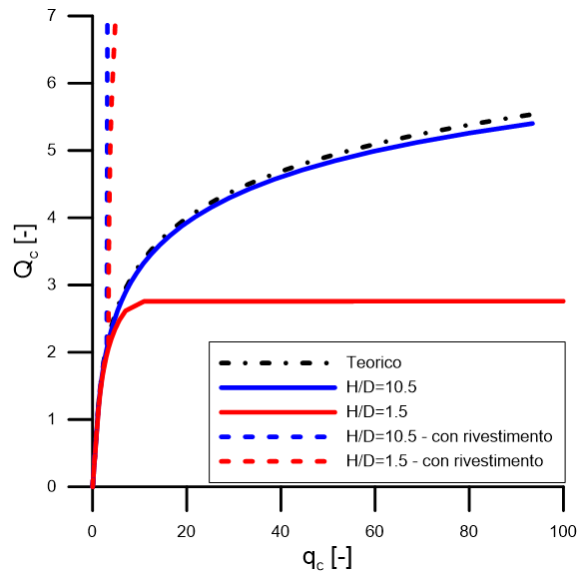


Fig 2. Confronto tra le curve caratteristiche del cavo: (i) soluzione teorica per mezzo elasto-plastico (curva nera trattpunto), (ii) risultati numerici in assenza di rivestimento (curva blu continua per $H/D = 10.5$ e curva rossa continua per $H/D = 1.5$) e (iii) risultati numerici in presenza di rivestimento (curva blu tratteggiata per $H/D = 10.5$ e curva rossa tratteggiata per $H/D = 1.5$)

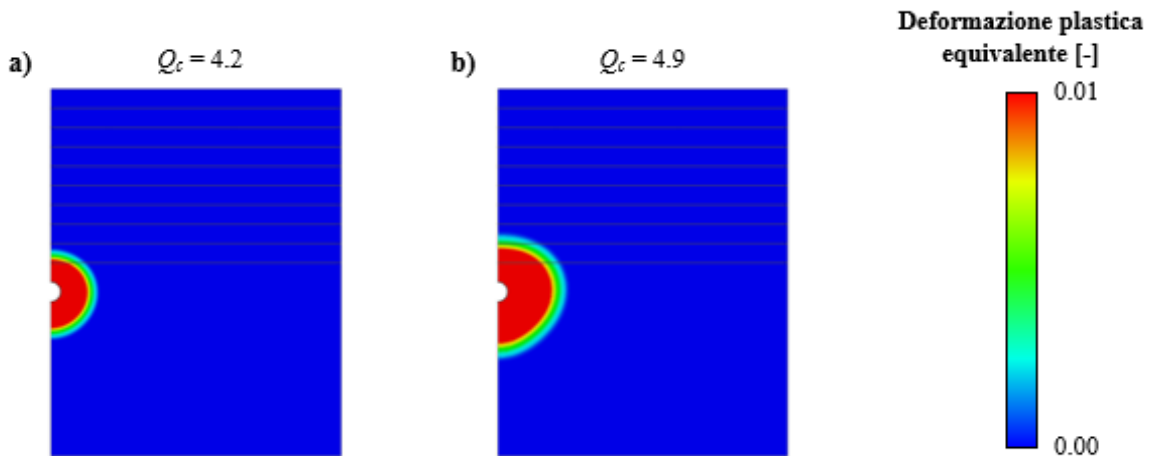


Fig 3. Estensione della zona plasticizzata con il procedere dello scavo: risultati numerici per il caso $H/D = 10.5$ a) $Q_c = 4.2$ b) $Q_c = 4.9$

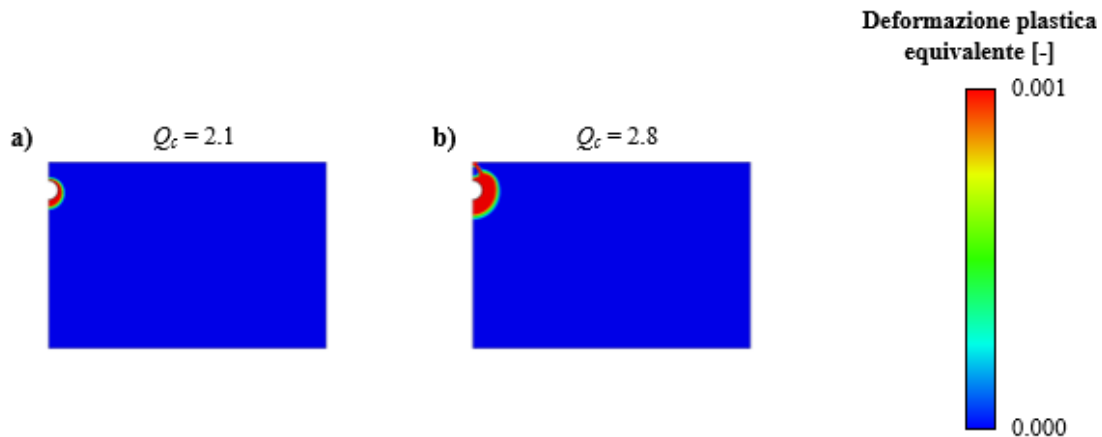


Fig 4. Estensione della zona plasticizzata con il procedere dello scavo: risultati numerici per il caso $H/D = 1.5$ a) $Q_c = 2.1$ b) $Q_c = 2.8$

3.2 Scavo rivestito

In Figura 2 sono riportati anche i risultati numerici ottenuti considerando l'installazione del rivestimento in calcestruzzo (linee tratteggiate). Risulta evidente che (i) in caso di galleria profonda il rivestimento riduce drasticamente le convergenze, mentre (ii) la presenza del rivestimento, nel caso di una galleria superficiale, previene il collasso del sistema.

Il rivestimento si carica sia per azione assiale che per momento flettente: in particolare in Figura 5 sono confrontate le azioni interne nel rivestimento ottenute numericamente, sia nel caso superficiale che in quello profondo (opportunamente adimensionalizzate per consentire il confronto).

In particolare, si osserva che:

- (i) nel caso di galleria profonda ($H/D = 10.5$), l'azione assiale è pressoché costante all'interno del rivestimento mentre il momento flettente risulta trascurabile;
- (ii) nel caso di galleria superficiale ($H/D = 1.5$), l'azione assiale nel rivestimento cresce con la profondità mentre il momento flettente non è invece trascurabile e fortemente dissimmetrico.

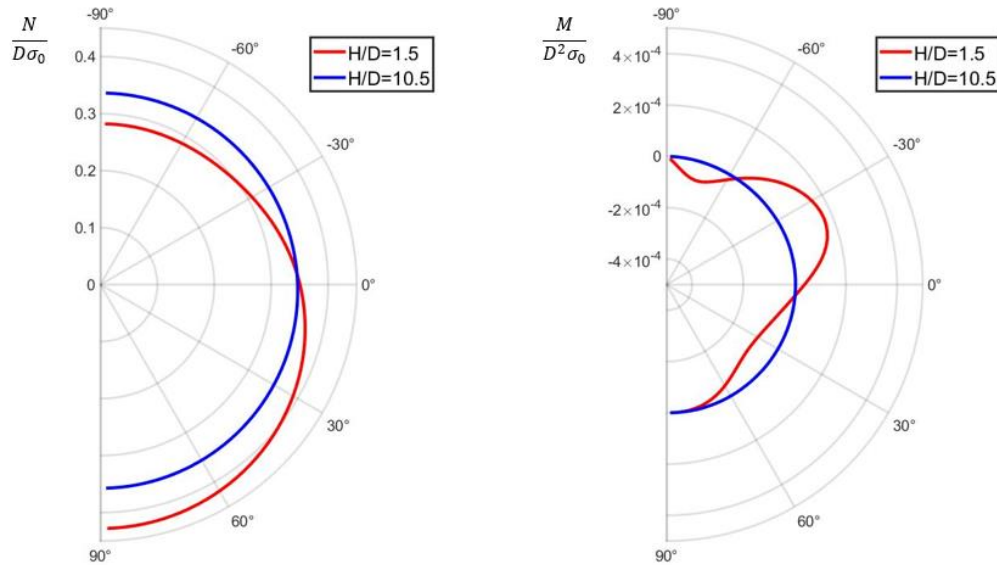


Fig 5. Azioni interne normalizzate nel rivestimento al termine dello scavo: risultati numerici per il caso $H/D = 1.5$ e $H/D = 10.5$ a) azione assiale e b) momento flettente

4. Osservazioni conclusive

Nella presente nota è stata studiato l'interazione terreno-struttura nelle gallerie in terreni puramente coesivi tramite analisi numeriche a elementi finiti, considerando diverse profondità di scavo e l'eventuale installazione di rivestimenti in calcestruzzo armato. I risultati evidenziano che la profondità dello scavo influisce significativamente sulla curva caratteristica della galleria e sui momenti agenti sul rivestimento. Nelle gallerie superficiali la risposta meccanica è instabile, per la formazione di un meccanismo che interessa il piano campagna, mentre in quelle profonde la risposta stabile del sistema è garantita dall'espansione della zona plasticizzata. L'installazione del rivestimento previene in ogni caso la rottura del sistema, mostrando variazioni nelle azioni interne tra gallerie profonde e superficiali.

Bibliografia

- AFTES (2001) Recommendations on the convergence-confinement method.
 di Prisco, C., Flessati, L., Frigerio, G., Lunardi P. (2018) A numerical exercise for the definition under undrained conditions of the deep tunnel front characteristic curve. *Acta Geotech.* 13, 635–649 (2018).
 Lombardi G (1973) Dimension of tunnel lining with regard to constructional procedure.
 “MIDAS FEA-NX.” [Online]. Available: <https://globalsupport.midasuser.com/helpdesk/KB/View/32636105-midas-fea-nx-manuals-and-tutorials>

SESSIONE III

GEOTECNICA SISMICA



EXPLORING THE THREE-DIMENSIONAL ARCHITECTURE OF THE CASSINO BASIN FOR LOCAL SEISMIC RESPONSE ANALYSIS

Matteo Albano

Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia
matteo.albano@ingv.it

Michele Saroli

Università degli Studi di Cassino e del Lazio meridionale
michele.saroli@unicas.it

Vincenzo Colagiaco

Università degli Studi di Cassino e del Lazio meridionale
vincenzo.colagiaco@unicas.it

Matteo Fiorucci

Università degli Studi di Cassino e del Lazio meridionale
matteo.fiorucci@unicas.it

Marco Moro

Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia
marco.moro@ingv.it

Fawzi Doumaz

Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia
fawzi.doumaz@ingv.it

Abstract

Seismic amplifications depend on the depth of the bedrock, as well as the stratigraphy and dynamic properties of the soil deposits. It is essential to accurately quantify these properties and their uncertainties to assess seismic risk at an urban scale. This paper uses geophysical microtremor measurements, geological and geotechnical surveys, as well as analytical and geostatistical techniques to characterize the complex shape of the bedrock in the Cassino basin, a Quaternary intermontane basin in central Italy. Boreholes, some reaching depths of up to 180 meters, and microtremor measurements are combined to identify the depth of the bedrock by revealing the sharp impedance contrast between the sedimentary/arenaceous bedrock and the soft Quaternary infilling. Understanding the depth of the bedrock is crucial as it influences the propagation of seismic waves to the ground level and is the first step in assessing seismic hazard in the area.

1. Introduction

Central Italy is known for being one of the most seismically active areas in the Mediterranean region. This is evident from the presence of several active faults and the occurrence of strong earthquakes in the past (Rovida *et al.*, 2022). The faults have also played a significant role in shaping the landscapes of the Apennine Mountain chain. The current active extensional tectonics have led to the development of several intermontane basins. These are bordered by active normal faults and are filled with soft

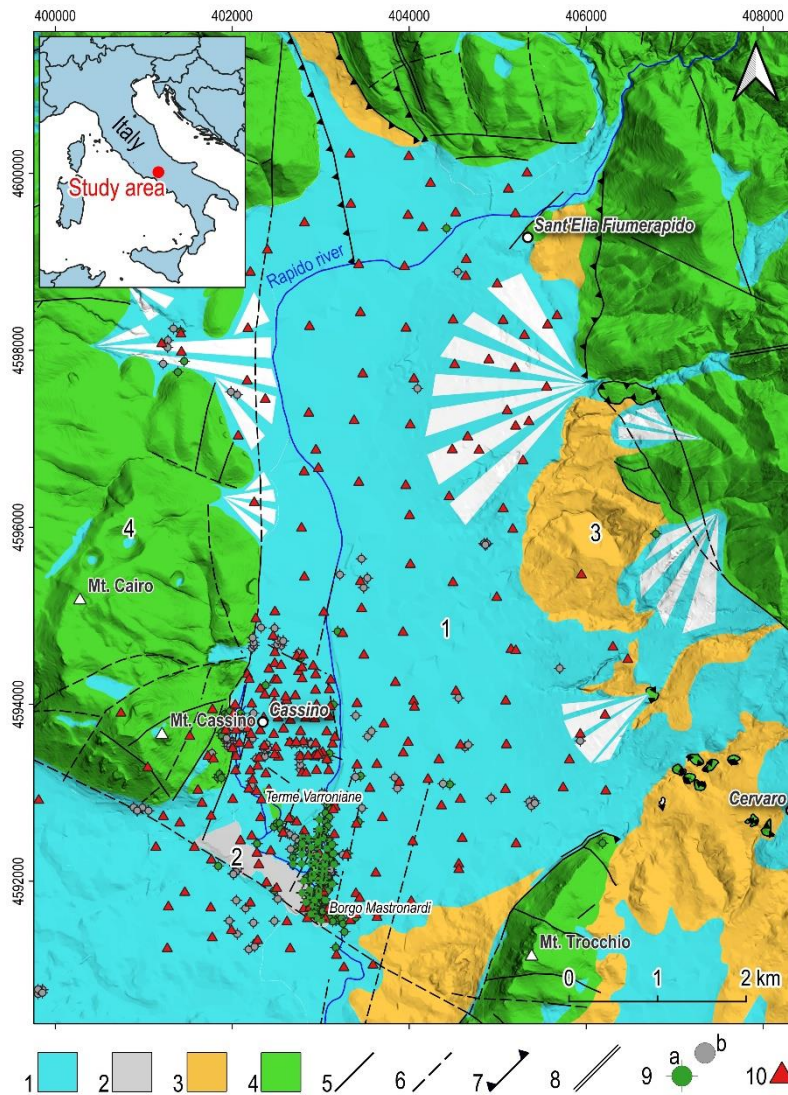


Fig 1. Geological map of the study area, highlighting the main features of the fault system at the surface and the outcropping pre-Quaternary and Quaternary deposits, modified from Saroli *et al.* (2020). Key to the legend: 1) Recent and old debris, debris fans, eluvial, colluvial and lacustrine soils, interspersed with volcanic products (middle Pleistocene - Holocene). 2) Travertine (Middle Pleistocene - Upper Pleistocene). 3) Sandstones and grey clays (flysch) (Upper Tortonian). 4) Limestones and dolostones with emipelagic marls (Lias - Lower Tortonian). 5) Normal faults. 6) Inferred faults. 7) Thrusts. 8) Strike-slip faults. 9) Boreholes reaching (a) and do not reaching (b) the pre-Quaternary sedimentary (n°4) and terrigenous (n°3) basement. 10) Microtremor measurements.

define the horst-and-graben structure of the basin, with the outcropping limestone platforms of *Terme Varroniane* and *Borgo Mastronardi* representing two intermediate horsts of this system.

Historical and instrumental seismological data indicate that the Cassino basin has experienced powerful earthquakes in the past, with macroseismic intensities as high as grade 9 (Rovida *et al.*, 2022). The probabilistic seismic hazard in this region, calculated from historical earthquakes, is one of the highest in Italy (Meletti and Montaldo, 2007). The peak ground acceleration (PGA) at the bedrock, estimated for a 10% exceedance probability in 50 years, ranges between 0.20 and 0.25 g. These values do not

sedimentary soils.

Due to their favourable topographic and environmental conditions, these basins have facilitated the development of ancient settlements in the past and dense urbanization in recent times. The proximity of these settlements to active, seismogenic faults has resulted in high exposure to seismic hazards and risks for many urban settlements, civil infrastructures, industrial centres, and cultural heritage sites. In fact, most of the recent earthquakes in central Italy have caused severe damage and loss of life in intermontane settlements (Locati *et al.*, 2022).

The Cassino basin, located in central Italy, is a remarkable example due to its geological and hydrogeological characteristics. The area is part of a Plio-Pleistocene intermontane basin, situated at the southeastern edge of the Latina Valley. This valley is a broad and narrow depression that formed during the Neogene period along with the Apennines thrust and fold orogenic belt (Fig. 1). The basin has a graben structure that runs northeast to southwest, with the deepest part located in the north. Normal faults dissect the entire area, affecting the transpressive and compressive structures. These segments

consider the potential additional amplification caused by soft sedimentary deposits in the area and by critical topographic conditions due to the 3D geometry of the region.

It is important to understand the shape and dynamic features of the soil deposits to accurately analyze seismic hazards. Differences in soil type and rock shape can cause wave reverberation and local ground motion amplification during an earthquake. A first study on the seismic bedrock shape and linear dynamic properties of the soils filling the Cassino basin has been conducted by Saroli et al. (2020). In this study, data from shallow and deep boreholes were collected and interpreted together with microtremor measurements and geophysical surveys to provide a first partial picture of the seismic bedrock morphology and of the linear dynamic properties of the sedimentary infilling.

In this work, we provide a detailed understanding of the shape of the bedrock and the soil's dynamic properties of the whole basin. This will be achieved through a combination of borehole logging, geophysical measurements, and geological-geotechnical surveys to create a 3D model of the basin. This model will then be used in more detailed studies of the area's seismic hazards.

2. Data and methods

A comprehensive study was conducted to analyse the 3D geometry of the subsoil, including quantifying the properties of the overlying layers, identifying impedance contrasts, and determining the depth of the seismic bedrock. We first collected all the available geological and geotechnical data from Saroli et al. (2020), and we integrated this data with new boreholes and microtremor measurements to map the soil resonant frequencies of the whole basin. Finally, we combined the available measurements to estimate the depth of the seismic bedrock.

The collected data consist of stratigraphy from boreholes, geophysical investigations, and laboratory geotechnical investigations. In detail, 132 wells (green circles in Fig. 1) were drilled down to the pre-Quaternary arenaceous and sedimentary bedrock up to 350 m depth for oil research and groundwater exploitation. They allowed us to investigate the morphology of the bedrock and the thickness of Quaternary deposits. The remaining 152 shallow boreholes (grey circles in Fig. 1), drilled in the Quaternary layer only, provide information about the geotechnical properties of the shallow deposits.

A total number of 260 single-station microtremor measurements, performed in three campaigns from 2008 to 2023, were exploited to assess the presence of one or multiple impedance contrasts at depth and to estimate the soil resonant frequency. Measurements were carried out using a three-component LE3D seismometer by Lennartz Electronics GmbH with a 5-second eigenperiod, coupled with a REFTEK 130 datalogger and set to a sampling frequency of 200 Hz. The recording length was approximately 30 to 60 minutes, and it was recommended for spectral analysis to be at least down to 0.5 Hz (Molnar *et al.*, 2022). Microtremor recordings of ambient noise were exploited for the evaluation of the site period (or fundamental frequency) of unconsolidated sediments over high-velocity bedrock according to the noise horizontal-to-vertical spectral ratio method (hereinafter NHVSR) (Nakamura, 1989). The NHVSR curve for each measurement is estimated with the Geopsy code (www.geopsy.org). Parameters adopted to estimate the NHVSR curve are reported by Saroli et al. (2020).

The spatial relationship between the NHVSR-derived resonant frequencies was further enhanced with Kriging interpolation techniques. The latter includes a variety of least-squares methods that provide predictions with the minimum variance of the investigated variable. Such methods can integrate auxiliary information by employing appropriate interpolation algorithms such as co-kriging (CK) and kriging with external drift (KD) (Oliver and Webster, 2014; Trevisani *et al.*, 2017).

First, we performed a preliminary exploratory spatial analysis of the HF to recognize possible correlations, trends, and outliers. Then, we estimated the experimental variogram to identify the presence of possible anisotropies in the data. Finally, we fitted the experimental variogram with a Spherical plus nugget model. The complete analysis was performed using the geostatistical package Gstat (Pebesma, 2004), and experimental data were interpolated with ordinary kriging, together with the associated variance (or standard deviation).

Finally, we estimated the relationship between the depth of the seismic bedrock, i.e., the thickness H of the amplifying layer, at the location where we measured the resonant frequencies by means of the experimental relationship provided in Equation (1):

$$H \cong a \cdot RF^b \quad (1)$$

where RF is the resonant frequency, H is the thickness of the amplifying layer, and a and b are two coefficients experimentally derived by comparing the resonant frequencies and the bedrock depth at close locations and by best fitting the RF - H data with the power-law regression curve of Eq. (1). (D'Amico *et al.*, 2008). Such a relationship provides a simple monotonic relation between H and RF and implies that the amplifying layer presents a homogenous stiffness.

3. Results

According to Saroli *et al.* (2020), microtremor measurements performed over the sedimentary and terrigenous lithologies (n.3 and 4 in Fig.1) do not show any significant frequency peaks, thus implying that both lithologies can be classified as seismic bedrock.

NHVSR curves over the quaternary alluvial soils (n.1 in Fig.1) show significant frequency peaks over the range 0.5-15 Hz (Fig.2a), which was associated with the presence of an impedance contrast at depth.

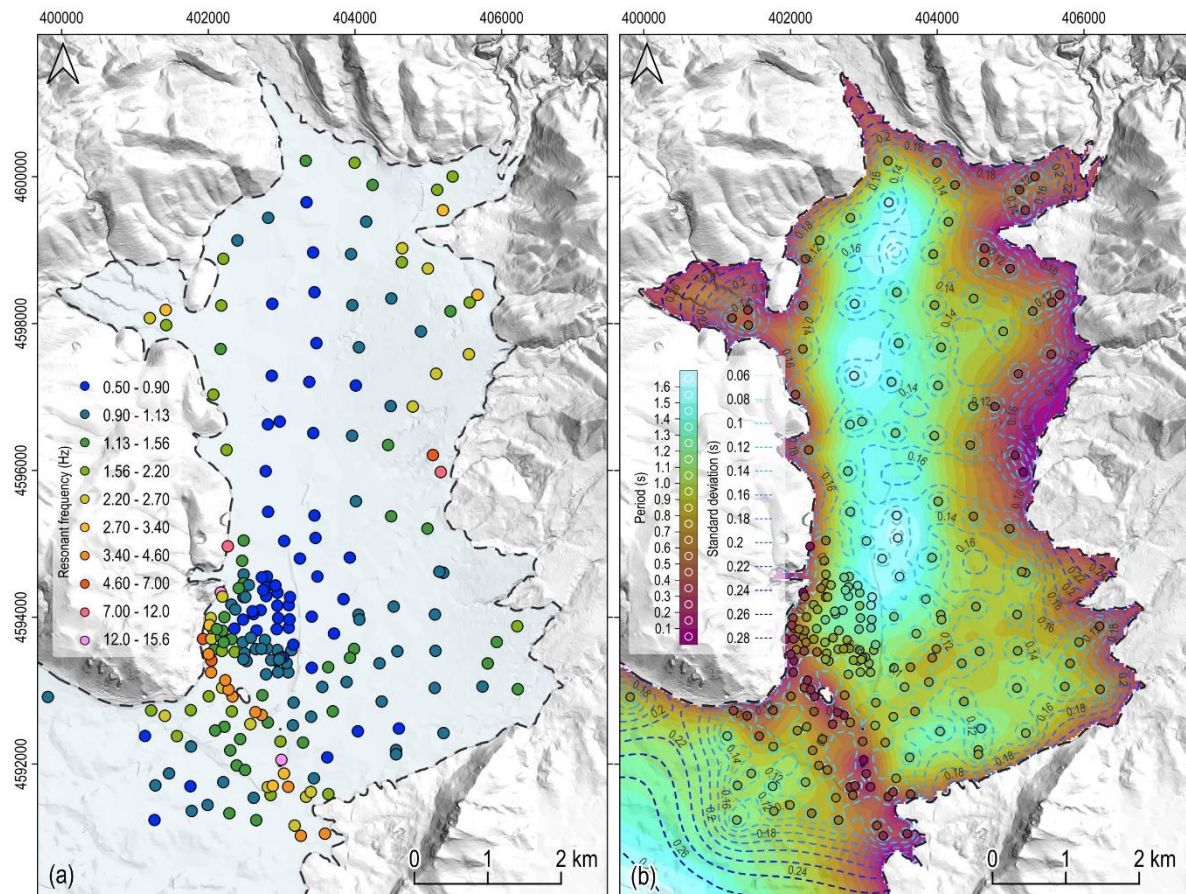


Fig 2. (a) Results of the analysis of microtremor surveys with the NHVSR technique, expressed as peak resonant frequencies, for measurements performed over the quaternary alluvial soils. (b) Results of the geostatistical analysis and Kriging interpolation of soil resonant periods (the coloured circles) over the alluvial plain. The coloured dashed lines identify the standard deviation of the Kriging interpolation.

Moreover, a clear dependency is observed with respect to the distance of the measurements with respect to the outcropping bedrock (hereinafter DOB). For small DOB, peak frequencies are heterogeneous and

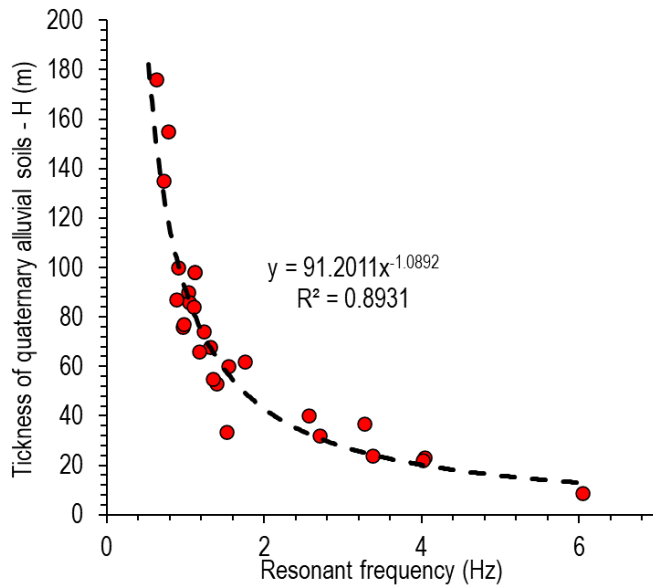


Fig 3. Empirical relationship between resonant frequencies from microtremor measurements and quaternary alluvial soil thickness (H) from nearby deep boreholes.

reaching towards the centre of the Cassino basin.

The spatial mapping of the computed resonant frequencies over the quaternary alluvial soils has been performed employing a geostatistical analysis. To improve the geostatistical interpolation, we worked with resonance periods, as suggested by Trevisani et al. (2017). We also introduced the dependency between the resonant periods and the DOB by using the Kriging with external drift (KD) interpolation technique (Oliver and Webster, 2014), with the DOB assumed as an auxiliary variable in the interpolation procedure. Consequently, the explorative spatial analysis, the estimation of the experimental variogram, and the fitting with a theoretical variogram model have been conducted on data residuals with respect to a trend map that defines the general RP trend in the Cassino basin. The experimental variogram has been analysed using both variogram cloud, variogram map, and directional and omnidirectional variograms, showing the absence of anisotropies, local outliers, or other patterns related to non-stationarity. The final isotropic experimental variogram has been fitted with the isotropic spherical plus nugget model. Once the theoretical variogram of the resonant period residuals was defined, we interpolated the resonant periods together with the trend map using KD. Details about the exploratory spatial analysis, the variogram analysis, the geostatistical interpolation, and the cross-validation analysis of the KD interpolation are reported in Saroli et al. (2020).

Fig. 2b shows the obtained resonant period map, while the predicted resonant period map's standard deviation error is represented in the same figure with dashed curves coloured with shades of blue according to the standard deviation values. The shape of the obtained maps agrees with the tectonic evolution of the basin, characterized by a horst-and-graben structure where boundary faults acted as the main dislocating features. Resonant periods range from 0.1 s close to the bedrock boundary and to the outcrops of *Borgo Mastronardi* and *Terme Varroniane*, to values up to 1.7 s towards the center of the basin, along an approximately N-S oriented depocenter.

These values mimic the presence of soil deposits of variable thickness filling the basin. In particular, a correlation between the experimental resonant periods from microtremor measurements and the nearby deep boreholes in the plain has been defined according to Equation 1. This relation (Fig.3) allowed us to convert resonant frequency values in equivalent virtual boreholes to identify the depth of the seismic bedrock corresponding to the sedimentary and terrigenous outcrops (n.3 and 4 in Fig.1).

difficult to interpret because of deviations from the assumption of 1D stratigraphy caused by geometrical and lithological heterogeneities in the subsoil. For higher DOB values, i.e., moving towards the centre of the basin, amplitude peaks shift towards lower frequencies, according to the increase of the bedrock depth (Fig.2a). Indeed, the spatial distribution of the RF values (Fig.2a) shows a strong correlation with the general morphology of the basin. Resonant frequencies in the range of 4–15 Hz result near the Terme Varroniane and Borgo Mastronardi carbonate outcrops and the Mt. Cassino hills, thus testifying to the presence of a shallow impedance contrast. Resonant frequencies gradually decrease, going away from the rocky outcrops to the northwest and southeast, with the lowest values of 0.6-0.8 Hz

4. Conclusions and further developments

The analysis of multiple microtremor measurements conducted in the Cassino Basin has allowed us to identify a contrast in impedance at depth, specifically at the transition from quaternary alluvial deposits to carbonatic and arenaceous bedrock. The extensive number of measurements has also enabled us to create a map showing the resonant period of the alluvial deposits in the basin, revealing the complex horst-and-graben system characterizing the area. Through joint analysis with available deep boreholes, we have been able to estimate the experimental relationship between soil resonant frequency and thickness. This has provided us with several virtual boreholes, which can be used alongside existing boreholes to define the complex morphology of the seismic bedrock. Our future efforts will focus on reconstructing the geometry of the bedrock, considering the presence of major and minor fault segments dislocating the plain. Geotechnical data from in situ and laboratory surveys will also be utilized to assess the geotechnical and dynamic properties of the quaternary alluvial soils, in addition to evaluating their liquefaction potential. These analyses will form the basis for developing dynamic numerical models of the area, allowing us to assess local site amplification and the interaction with existing buildings and infrastructures.

Bibliography

- D'Amico V. *et al.* (2008). "Ambient Noise Measurements for Preliminary Site-Effects Characterization in the Urban Area of Florence, Italy", *Bulletin of the Seismological Society of America*, 98(3), pp. 1373–1388. <https://doi.org/10.1785/0120070231>.
- Locati M. *et al.* (2022). "Database Macrosismico Italiano (DBMI15), versione 4.0". Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV). Available at: <https://doi.org/10.13127/DBMI/DBMI15.4>.
- Meletti C. and Montaldo, V. (2007). *Stime di pericolosità sismica per diverse probabilità di superamento in 50 anni: valori di ag*. Deliverable D2.
- Molnar S. *et al.* (2022). "A review of the microtremor horizontal-to-vertical spectral ratio (MHVSR) method", *Journal of Seismology*. <https://doi.org/10.1007/s10950-021-10062-9>.
- Nakamura Y. (1989). "A method for dynamic characteristics estimation of subsurface using microtremor on the ground surface.", *Quarterly Report of Railway Technical Research*, 30, pp. 25–33.
- Oliver M.A. and Webster, R. (2014). "A tutorial guide to geostatistics: Computing and modelling variograms and kriging", *CATENA*, 113, pp. 56–69. <https://doi.org/10.1016/j.catena.2013.09.006>.
- Pebesma E.J. (2004). "Multivariable geostatistics in S: the gstat package", *Computers & Geosciences*, 30(7), pp. 683–691. <https://doi.org/10.1016/j.cageo.2004.03.012>.
- Rovida A. *et al.* (2022). "Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani (CPTI15), versione 4.0". Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV). <https://doi.org/10.13127/CPTI/CPTI15.4>.
- Saroli M. *et al.* (2020). "Insights into bedrock paleomorphology and linear dynamic soil properties of the Cassino intermontane basin (Central Italy)", *Engineering Geology*, 264, p. 105333. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2019.105333>.
- Trevisani S. *et al.* (2017). "Insights into bedrock surface morphology using low-cost passive seismic surveys and integrated geostatistical analysis", *Science of The Total Environment*, 578, pp. 186–202. <https://doi.org/10.1016/j.scitotenv.2016.11.041>.



A PROPOSAL FOR EARTHQUAKE EARLY WARNING SYSTEMS FOR EMBANKMENT DAMS USING FRAGILITY FUNCTIONS

Juan Manuel Barbagelata
Università degli Studi di Napoli Federico II
juanmanuel.bargelata@unina.it

Paolo Zimmaro
Università della Calabria / University of California, Los Angeles
paolo.zimmaro@unical.it

Anna d'Onofrio
Università degli Studi di Napoli Federico II
anna.donofrio@unina.it

Luca Pagano
Università degli Studi di Napoli Federico II
luca.pagano@unina.it

Francesco Silvestri
Università degli Studi di Napoli Federico II
francesco.silvestri@unina.it

Abstract

Earthquake Early Warning (EEW) represents an up-to-date strategy for reducing seismic risk and increasing the resilience of the built environment and infrastructure systems. EEW systems (EEWS) utilize strong-motion networks to provide real-time information about ongoing earthquakes and, once appropriately calibrated, can lead to a first estimate of the performance of strategic buildings and infrastructure immediately after the event. This piece of information is crucial for seismic risk mitigation and post-disaster management.

This paper aims at describing a framework that uses seismic fragility functions as the essential tool of an EEWS. Fragility functions are specifically calibrated on a variety of damage mechanisms which can affect the seismic performance of an embankment dam. EEWS can be used with or without seismic monitoring arrays (e.g., employing on-site recording stations). In the former case uncertainty levels are reduced (i.e., the intensity of the earthquake at the site is directly measured), conducting to a better decision-making process on alert protocols. The steps followed to describe the advantages of this proposal include: i) exploring the benefits of using EEWS as a risk mitigation tool, ii) reviewing common approaches adopted for other civil infrastructure systems, iii) defining the components of EEWS specifically designed for embankment dams, and iv) detailing the development of each system element. Finally, the paper summarizes a description of the main components of the proposed system, the details that could significantly improve accuracy and uncertainty management, and the applicability of the suggested framework. The proposed EEWS for embankment dams using fragility functions is intended to be an effective method of risk mitigation, easily implementable in both new and existing dams.

1. Introduction

Embankment dams are among the largest geotechnical structures ever constructed. Thus, ensuring their safety represents a challenge, especially when they can be subjected to strong earthquakes. The tools for reducing seismic risk can be either ‘structural’, such as seismic retrofitting of the dam and appurtenances, or ‘non-structural’, i.e. focused on the reduction of the consequences in case of a failure. Earthquake Early Warning Systems (EEWS) are non-structural measures which rely upon a rapid detection and characterization of seismic events (possibly based on near-source dense monitoring networks), followed by an alert that can trigger subsequent actions aimed at reducing the risk to which the infrastructure is exposed to. Although this traditional version of EEWS is more related to real-time seismology, other approaches use on-site near-real-time ground motion estimations or direct instrumental measurements to estimate the performance of engineering structures. Systems like the USGS ShakeCast (Wald et al., 2008), or concepts such as ‘Performance-based EEW’ (Iervolino, 2011) and Next-Generation Early Warning (Cremen & Galasso, 2020) are just a few examples of applications of EEW strategies helpful for a quick but reliable estimation of the seismic performance of built environment and infrastructure systems.

In the field of dams, some approaches for concrete dams have been developed using a combination of seismic monitoring systems deployed at the dam and numerical models (El-Idrissi et al., 2023), while a general framework for embankment dams was proposed by Pagano & Sica (2013). On the other hand, generic fragility functions are adopted in EEW frameworks for bridges (Lin et al., 2022) or roadway retaining walls (Cosentini & Bozzoni, 2022). Due to the strategic importance of a large embankment dam in the management of post-earthquake emergency and the catastrophic cascading effects which can be induced by its collapse, the necessity of dam-and-site specific fragility functions to be used in EEWS is crucial to guarantee a reliable near-real-time evaluation of its seismic performance. The prediction aims to identify potential damage mechanisms experienced by the dam during the shaking stage and a first estimation of performance. This, in turn, enables dam managers to complement the standard post-earthquake inspections and prioritize the monitoring of specific physical quantities that can effectively track the evolution of these mechanisms during the post-seismic stages. The scope of this paper is to highlight the advantages of using dam-and-site-specific fragility functions as an interpretative tool within EEWS for embankment dams, by describing the process for the derivation of such functions and by exploring some available options for the early ground-shaking estimation.

Furthermore, the evaluation of the most suitable ground motion intensity measures and how the overall reliability of the process can be improved are discussed. The description of the main components of the EEWS, the procedures used in the derivation of analytical fragility functions, and their pros and cons for this kind of infrastructures are presented, as well as the propagation of uncertainty along the process. The approach described hereafter can be implemented to an existing dam instrumented with a seismic monitoring system, providing a real-time estimation of the dam performance that can be used in the post-emergency action plans.

2. EEWS for embankment dams

The objective of the EEWS is to provide useful information before the consequences of earthquake-induced damage affects nearby communities, thereby reducing potential earthquake-related risks. In traditional EEWS, risk mitigation strategies can be implemented by sending alarms alerting people and managers of critical assets before being reached by the strong ground motion. Another purpose of this system is to use the early ground-shaking estimation, in combination with computational tools, to achieve an initial understanding of the extent and severity of earthquake consequences. This helps ensuring a better use of the emergency resources and supports the post-event decision-making associated to short-term earthquake risk management.

In the case of embankment dams, the dangerous condition is not the earthquake shaking itself, but the damage that strong ground motions could induce on the dam, potentially leading to its collapse. This latter could result from any failure mechanisms that the dam might develop under strong shaking, with the likelihood of each mechanism depending on the combination various conditions. Fragility functions constitute a set of tools able to define the probability of exceedance of a given damage level for each failure mode, given an intensity measure of the seismic ground motion. Therefore, their integration within EEWS could be greatly beneficial.

Based on Pagano & Sica (2013), EEWS for embankment dams comprise:

1. A seismic monitoring system, typically measuring the earthquake intensity as time series of acceleration and/or velocity. Such time series can then be used to derive earthquake intensity measures (*IMs*) such as the peak ground acceleration or velocity (*PGA* and *PGV*, respectively). Ideally, it is an exclusive system for the dam. However, in the absence of seismic monitoring systems, such *IMs* can be calculated using data from for ground shaking measurements from regional seismic networks in conjunction with ground motion models (*GMMs*). Such approach would be a valid but less accurate option. The monitoring variables must be consistent with the interpretative model adopted and as robust as possible.
2. An interpretative model that uses the monitored variables leading to the prediction of the effects on the dam in terms of representative performance parameters, providing insight into the safety margin of the dam. The model could be a direct relationship between variables, a numerical model (or digital twin), or, as proposed in this work, a family of fragility functions.
3. Threshold values of performance parameters related to increasing alert levels, which in turn correspond to different alarm notifications. These limits can be defined based on the tolerable risk.
4. The definition of the actions linked to the different stages of alert which are usually part of the Emergency Action Plan (EAP) of the dam, where such instrument exists.

Every component should be adapted to the specific case, and different approaches and levels of complexity could be considered along the EEWS development, seeking a suitable cost-benefit balance while managing uncertainty. The best overall system is that providing the most helpful outcomes in terms of safety assessment and emergency management. An outline of the process is sketched in Fig. 1.

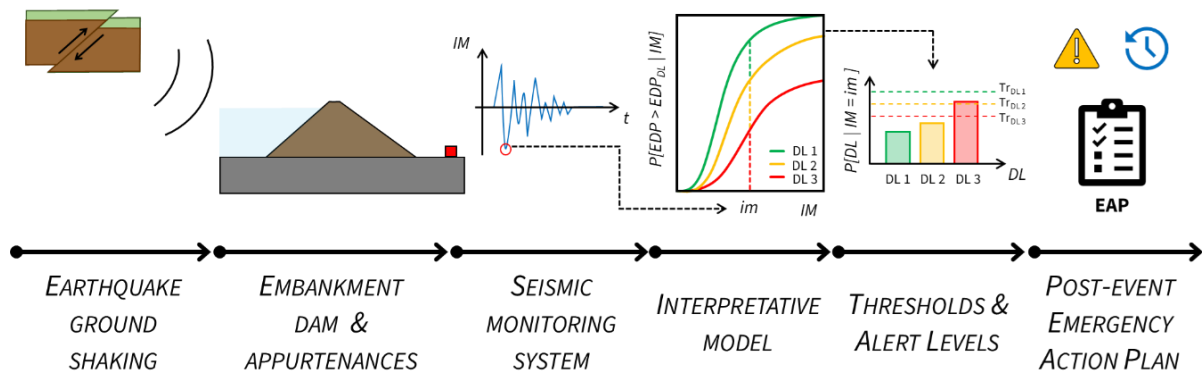


Fig. 1: Schematic diagram of the EEWS for an embankment dam with all its components.

The system starts working when an earthquake occurs near the dam producing a ground shaking at the site that the seismic monitoring system is capable of recording. The record is then processed in real-time, and a selected *IM* is identified by a suitable synthetic parameter (e.g., *PGA* or *PGV*). This latter, once introduced in the suitable fragility function, yields an estimate of the probability of developing a certain failure mode exceeding an engineering demand parameter (*EDP*) threshold (namely, $P[EDP > EDP_{DL_i} | IM]$) for every damage level (DL_i). Once the probability of failure for every damage level is identified, it is compared with the threshold value (Tr_{DL_i}). If it exceeds a given threshold, then the applicable alert level is triggered. Monitoring activities are promptly conducted over several days following the earthquake to verify the reliability of the predictions and assess the evolution of suspected damage mechanisms. Such analyses often focus on post-earthquake seepage flows, pore water pressure, and displacement. Finally, countermeasures are carried out to mitigate the risk level, depending on whether a specific alert level is achieved or the combination of a number of them is deemed as compromising the safety of the dam. A description of each component for the suggested procedure is described below.

1.1 Monitoring system and processing of the seismic records

A local monitoring array composed of accelerometers (or velocimeters) is the best tool to record strong ground motions at the dam site. The number of instruments, their location, and the data processing should be carefully addressed to maximize the effectiveness of the system. International guidelines (COSMOS, 2001) suggest a minimum array as presented in Fig. 2.a, consisting of at least four stations located at free-field,

crest, foundation and one abutment. Additional stations at crest, abutments, or within/along the dam body can improve the description of the seismic dam response and the reliability of the array. Ideally, the free-field station provides the reference input motion only if placed on a flat outcrop of the same rock formation constituting the dam foundation, otherwise its records should be subjected to a deconvolution analysis down to the underlying seismic bedrock. Foundation and abutment records can also represent a reliable estimate of the input motions, if not significantly affected by dam-foundation interaction or topographic effects and serve as a benchmark for the reference motion or a replacement of this latter in case it is not available.

The local monitoring array must be designed to withstand large earthquakes and measure within a broadband range of frequencies. A proper setup of the equipment is crucial to ensure the recorded data are useful for EEWs purposes. Furthermore, connectivity and record management must be guaranteed even during strong shaking. Once the records become available shortly after the event, they should be processed using reliable automatic procedures enabling to characterize the recorded ground motion with the *IM* needed for the use of the fragility functions. It is highly recommended to cross-check *IMs* between free-field and foundation/abutment measurements to identify possible significant discrepancies in shaking intensity which can lead to detect station malfunctions.

If the dam is not equipped with a seismic monitoring array, another possibility is to estimate the shaking intensity in terms of the required *IMs* using Shakemaps generated on the basis of a regional seismic network (as illustrated in Fig. 2.b). As an alternative option, once the earthquake source location and magnitude are determined by an agency (e.g. INGV), the magnitude of the ground shaking at the dam site can be estimated using *GMMs*. It is worth noting that this approach requires an adequate level of accuracy in the prediction of the *IM*, noted as ‘predictability’ (Kramer & Mitchell, 2006), in order to track the uncertainty in the ground motion forecast. In the absence of a local monitoring array, the predictability of a given *IM* is therefore an important factor to be considered for the calibration of the fragility functions used into the EEWs, since not all the integral parameters significant for the assessment of a damage mechanism are usually predictable with the selected *GMMs*.

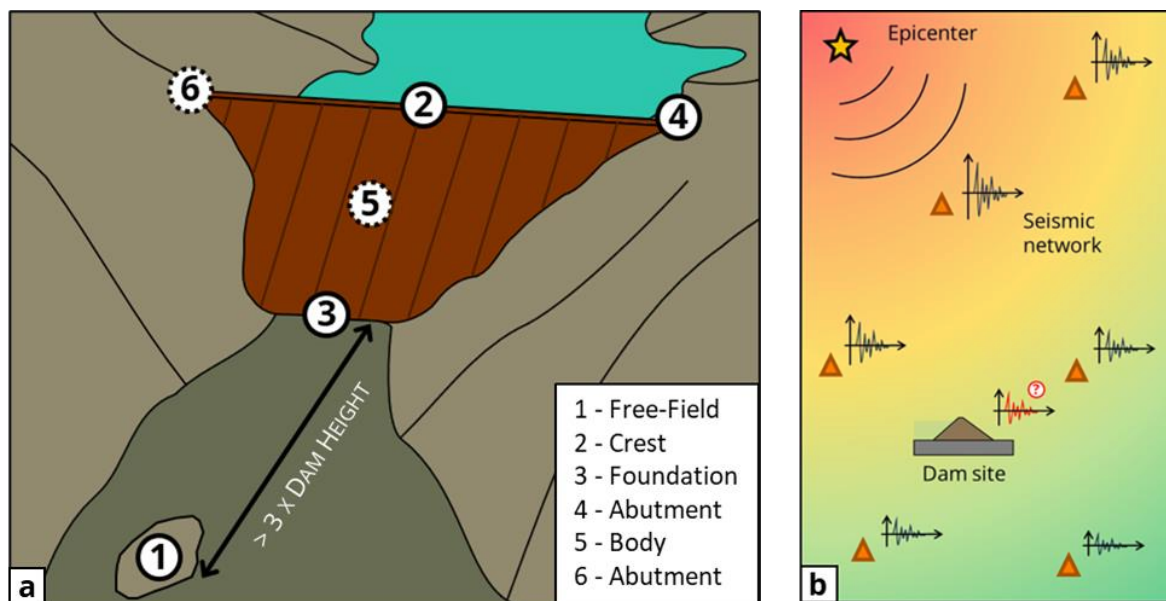


Fig. 2: a) array of seismic stations for the local dam monitoring, with the minimum (solid) and the recommended (dashed) locations; b) schematic view of a regional seismic network for the ground motion estimation at the dam.

1.2 Interpretative model: dam-and-site specific fragility functions

After identifying the magnitude of the ground shaking, the next step is to relate this magnitude to the dam performance. The tools available for this step range from direct relationships between ground motion and performance parameters (Pagano & Sica, 2013) to complex 3D numerical models (Ariga et al., 2012). A good compromise between these approaches is to establish probabilistic relationships between *IM* and performance, such as fragility functions based on the results of advanced numerical analyses that capture the complex response of the system.

Fragility functions express the probability of experiencing selected limit state mechanism as a function of an *IM*. These functions can be derived from expert judgment, empirical data or analytical procedures. Empirical fragility relies on damage evidence after strong earthquakes, which is rare for embankment dams, leading to very few examples in the literature (Lashgari & Moss, 2024).

Analytical fragility is the most flexible and conceptually straightforward methodology. The most common approaches use results from nonlinear dynamic analyses (NDAs) to fit parametric fragility curves, using statistical tools. The functional form of the parametric fragilities is usually a log-normal Cumulative Density Function (CDF) defined by two parameters: mean θ and standard deviation β , as illustrated in Fig. 3 for the case of an earth dam in Southern Italy. The incremental dynamic analysis (IDA), multiple-stripes analysis (MSA), and cloud analysis (CA) are the most widely used techniques (Miano et al., 2018), with the latter two being more suitable for the case of complex geotechnical structures, due to the fewer analyses needed for reliable results. To ensure dam-and-site specific fragility functions representativeness, careful consideration should be given to selecting input ground motions and their hazard-consistency. MSA provides a clear yet laborious method for record selection, where the ground motions should match the results of a probabilistic seismic hazard analysis (PSHA), for every "stripe" or shaking level. This means not just matching the ground motions to a target *PGA* or a spectral amplitude at the fundamental period, $S_a(T_1)$, for a certain return period T_R , but also complying with the mean causal magnitude and mean causal distance from the disaggregation charts when selecting the acceleration time histories, together with other features of the earthquake scenario.

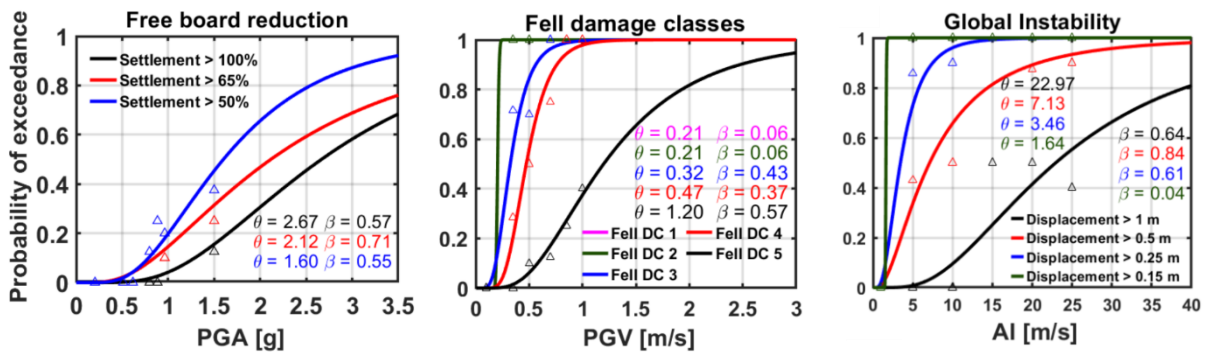


Fig 3: Fragility curves for Farneto del Principe dam, for three different PFM and diverse damage levels, using *PGA*, *PGV* and *AI* as *IMs* (Regina, 2021).

To better identify the damage mechanism governing the seismic response of the dam, deriving dam-specific fragility functions can be supported by preliminary identification of the Potential Failure Modes (*PFMs*). This identification includes the reference operational conditions (e.g. the impounding levels) and feasible damage mechanisms that can be driven by seismic ground shaking. Additionally, selecting appropriate *EDP*, which capture the dam's response when developing *PFMs*, is crucial.

The choice of the *EDPs* involves a significant compromise as it is necessary to select a physical magnitude capable of capturing the development of a *PFM* across a wide range of damage levels, predictably and reliably. One of the most common *EDP* for embankment dams is the permanent settlement of the dam crest due to seismic shaking, which is correlated with the *PFM* of dam overtopping.

Tracking *EDPs* during nonlinear dynamic analysis enables the identification of instants during which they exceed certain values associated with different levels of physical damage (or *DL*) and performance thresholds. These limit values EDP_{DL} , transform a continuous variable (*EDP*) into a binary one (Failure|No Failure) to build the fragility functions (Baker et al., 2021). For embankment dams, EDP_{DL} are often empirically defined based on the response of dams during past earthquakes in a deterministic way (Pagano et al., 2019; Pells & Fell, 2003; Swaisgood, 2014), or recently also through probabilistic capacity models (He & Rathje, 2024).

The numerical tools used to simulate the dam response must accurately capture the dam behavior up to the most severe expected damage level, adequately modeling the physical phenomena involved in the *PFM*. The *NDA* codes most widespread in practice use finite element or finite difference methods; when equipped with well-calibrated advanced constitutive models, they can accurately simulate the response of the dam and foundation materials during an earthquake in terms of several *PFMs* by using a single numerical model (Regina et al., 2022). It is worth noting that the availability of a local monitoring array enables to calibrate

the numerical model, at least in terms of linear seismic response of the dam-foundation system, on the weak-motion records (e.g. Barbagelata et al., 2024).

Extensive efforts have been made by the research community to identify the most suitable ('optimal') *IM* for the evaluation of seismic performance of many engineered systems, with metrics such as for example efficiency and sufficiency (Luco & Cornell, 2007). In the literature, studies addressed to defining the optimal intensity measures for liquefaction (Bullock et al., 2019) and slope stability (Cho & Rathje, 2022), demonstrated that there is not a single optimal *IM* for geotechnical systems in general, and not even for all *EDPs* used to describe the performance of a given system, such as an embankment dam (Regina et al., 2023). However, these experiences showed that integral intensity measures (such as Arias and Housner intensity) and velocity-related *IMs* are generally better suited for predicting seismic permanent deformation and stability.

One of the major advantages of probabilistic approaches used in deriving fragility functions is the incorporation and management of the uncertainty in the fitting process (Iervolino, 2022). This allows for the consideration of both the epistemic (knowledge-related) and aleatory (random variability) components of uncertainty. Effective uncertainty management is fully addressed in the case that both demand and capacity models are defined as random variables and combined using statistical tools (He & Rathje, 2024).

1.3 Damage threshold and countermeasures

The use of fragility functions as interpretative models indicates the probability of developing one or more *PFMs* at given damage levels depending on the corresponding optimal *IMs* of ground motion. It is crucial then to understand the degree of risk implied by this probability, which can be established based on tolerable risk, or principles such as ALARP ('As Low As Reasonably Practicable'), recently introduced by some agencies in the dam field (FERC, 2016).

If one or more damage thresholds are exceeded, appropriate safeguard countermeasures should be implemented to minimize the overall risk. The process begins tracking the evolution of dam behavior with the dam monitoring system. These actions are outlined in an Emergency Action Plan (EAP) which is expected to be developed for each specific dam. The countermeasures chosen should be the most suitable for the observed damage, while minimizing potential losses in terms of costs and human lives. Additionally, integrating an EEWS into a 'Risk-Informed Decision Making' (RIDM) framework could offer significant advantages, as RIDM is an effective strategy for enhancing the safety of complex systems as large dams (Lacasse et al., 2019).

3. Conclusion

This study explores the benefits of adopting analytical fragility functions within an EEWS for embankment dams, highlighting the advantages in managing the uncertainties and providing results in terms of probability of failure across multiple damage levels. An accurate 'digital twin' of the system and the availability of a local seismic monitoring array can significantly enhance the reliability of failure probability assessments.

For embankment dams, this approach represents a substantial improvement in post-event emergency management, complementing and speeding-up current procedures primarily based on visual inspections and interpretation of monitoring records. Its straightforward integration into a RIDM framework also presents good opportunities for resource optimization in emergency management and risk mitigation.

In conclusion, the proposed EEWS for embankment dams using fragility functions is a feasible and effective approach to mitigate the seismic risk, easily implementable in both new and existing dams.

Acknowledgment

This study was carried out within the RETURN Extended Partnership which received funding from the European Union Next-GenerationEU (National Recovery and Resilience Plan – NRRP, Mission 4, Component 2, Investment 1.3 – D.D. 1243 2/8/2022, PE0000005).

References

- Ariga, Y., Fujinawa, Y., Ohbo, N., Asaka, H., & Yoda, M. (2012). Rationalization of Emergency Inspection for Hydraulic Structure by combining Earthquake Early Warning and 3D Dynamic Analysis. 15th World Conference on Earthquake Engineering (15th WCEE). Lisbon, Portugal.
- Baker, J., Bradley, B., & Stafford, P. (2021). *Seismic Hazard and Risk Analysis*. Cambridge University Press.
- Barbagelata, J. M., d'Onofrio, A., Mingorance, F. A., Pagano, L., & Silvestri, F. (2024). Characterization, processing, and interpretation of weak-motion records of a CFRD dam. *Japanese Geotechnical Society Special Publication*, 10(38), 1435–1440.
- Bullock, Z., Dashti, S., Liel, A. B., Porter, K. A., & Karimi, Z. (2019). Assessment Supporting the Use of Outcropping Rock Evolutionary Intensity Measures for Prediction of Liquefaction Consequences. *Earthquake Spectra*, 35(4), 1899–1926.
- Cho, Y., & Rathje, E. M. (2022). Generic Predictive Model of Earthquake-Induced Slope Displacements Derived from Finite-Element Analysis. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 148(4): 04022010, 1-16.
- Cosentini, R. M., & Bozzoni, F. (2022). Fragility curves for rapid assessment of earthquake-induced damage to earth-retaining walls starting from optimal seismic intensity measures. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 152:107017, 1-17.
- COSMOS. (2001). *Instrumental Systems for Diagnostics of Seismic Response of Bridges and Dams, Guidelines* (p. 105)
- Cremen, G., & Galasso, C. (2020). Earthquake early warning: Recent advances and perspectives. *Earth-Science Reviews*, 205:103184, 1-15.
- El-Idrissi, M., Saifullah, M. K., Ciudad-Real, M., Skolnik, D., & Spassov, E. (2023). Operations and Dam Safety with the KMIDam Platform. *Experimental Vibration Analysis for Civil Engineering Structures* (Vol. 432, pp. 314–320). Springer Nature Switzerland.
- FERC. (2016). *Risk-Informed Decision Making (RIDM) Risk guidelines for dam safety* (p. 274).
- He, J., & Rathje, E. M. (2024). Seismic capacity models for earth dams and their use in developing fragility curves. *Earthquake Spectra*, 0(0), 1-22.
- Iervolino, I. (2011). Performance-based earthquake early warning. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 31(2), 209–222.
- Iervolino, I. (2022). Estimation uncertainty for some common seismic fragility curve fitting methods. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 152:107068, 1-6.
- Kramer, S. L., & Mitchell, R. A. (2006). Ground Motion Intensity Measures for Liquefaction Hazard Evaluation. *Earthquake Spectra*, 22(2), 413–438.
- Lacasse, S., Nadim, F., Liu, Z. Q., Eidsvig, U. K., Le, T. M. H., & Lin, C. G. (2019). Risk assessment and dams – Recent developments and applications. *Proceedings of the XVII European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Geotechnical Engineering, foundation of the future*, 5221–5246.
- Lashgari, A., & Moss, R. (2024). Displacement and damage analysis of earth dams during the 2023 Turkiye earthquake sequence. *Earthquake Spectra*, 40(2), 939–976.
- Lin, K.-W., Wald, D. J., Slosky, D., Strait, S., Smith, J., Yen, S., & Burmas, N. (2022). Critical ShakeCast Lifeline Users and Their Response Protocols. *Lifelines* 2022, 715–725.
- Luco, N., & Cornell, C. A. (2007). Structure-Specific Scalar Intensity Measures for Near-Source and Ordinary Earthquake Ground Motions. *Earthquake Spectra*, 23(2), 357–392.
- Miano, A., Jalayer, F., Ebrahimi, H., & Prota, A. (2018). Cloud to IDA: Efficient fragility assessment with limited scaling. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 47(5), 1124–1147.
- Pagano, L., & Sica, S. (2013). Earthquake early warning for earth dams: Concepts and objectives. *Natural Hazards*, 66(2), 303–318.
- Pagano, L., Russo, C., Sica, S., & Costigliola, R. M. (2019). Earth dams: Damage mechanisms and limit states in seismic conditions. In F. Silvestri & N. Moraci (Eds.), *Earthquake Geotechnical Engineering for Protection and Development of Environment and Constructions* (pp. 600–616). CRC Press.
- Pells, S., & Fell, R. (2003). Damage and cracking of embankment dams by earthquake and the implications for internal erosion and piping. 21st International Congress on Large Dams, Montreal, Canada.
- Regina, G. (2021). Probabilistic assessment of the seismic performance of two earth dams in Southern Italy using simplified and advanced constitutive models [PhD Thesis]. Università della Calabria. (p. 294)
- Regina, G., Zimmaro, P., Ziotopoulou, K., & Cairo, R. (2022). Seismic Fragility Analysis of Two Earth Dams in Southern Italy Using Simplified and Advanced Constitutive Models (pp. 1968–1975).
- Regina, G., Zimmaro, P., Ziotopoulou, K., & Cairo, R. (2023). Evaluation of the optimal ground motion intensity measure in the prediction of the seismic vulnerability of earth dams. *Earthquake Spectra*, 39(4), 2352–2378.
- Swaigood, J. (2014). Behavior of Embankment Dams during Earthquake. *The Journal of Dam Safety*, 12(2), 35–44.
- Wald, D., Lin, K.-W., Porter, K., & Turner, L. (2008). ShakeCast: Automating and Improving the Use of ShakeMap for Post-Earthquake Decision-Making and Response. *Earthquake Spectra*, 24(2), 533–553.



UN METODO DISACCOPPIATO PER L'ANALISI DI DRENI IN GHIAIA PER LA MITIGAZIONE DEL RISCHIO DA LIQUEFAZIONE

Gabriele Boccieri

Università Niccolò Cusano, Roma, Italia
gabriele.boccieri@unicusano.it

Riccardo Conti

Università degli Studi di Roma Tor Vergata, Roma, Italia
riccardo.conti@uniroma2.it

Pedro Arduino

University of Washington, Seattle, WA, United States
parduino@uw.edu

Sommario

La liquefazione di terreni sabbiosi saturi può causare ingenti danni a strutture e infrastrutture civili. Tra le tecniche più utilizzate per la mitigazione del rischio di liquefazione vi sono i dreni in ghiaia, il cui principio di funzionamento consiste nella riduzione dei tempi di consolidazione nello strato di sabbia suscettibile di liquefazione. Anche se la loro efficienza è ben documentata in letteratura, la progettazione dei dreni in ghiaia è basata ancora oggi sugli abachi proposti da Seed & Booker (1976), ricavati da metodi disaccoppiati fortemente semplificati. Il presente lavoro riporta un confronto tra i risultati numerici di un'analisi dinamica 3D agli Elementi Finiti di un dreno in ghiaia immerso in un deposito stratificato e quelli ottenuti con un approccio semplificato basato su un'estensione del metodo recentemente proposto da Boccieri *et al.* (2024) per l'analisi dei fenomeni di liquefazione in una colonna di terreno stratificato.

1. Introduzione

Le sovrappressioni interstiziali, che si generano in sabbie sciolte sature per effetto delle azioni cicliche indotte da un terremoto, possono portare a una sostanziale riduzione di resistenza e rigidità del terreno. Uno dei metodi più utilizzati per ridurre il rischio di liquefazione è l'installazione di dreni verticali in ghiaia. La loro progettazione si basa sugli abachi proposti da Seed e Booker (1976), successivamente modificati da Onoue (1988), ricavati sotto ipotesi fortemente semplificative.

L'obiettivo di questo lavoro è quello di fornire uno strumento più affidabile per la progettazione di questi elementi. A tal fine, il metodo disaccoppiato proposto recentemente da Boccieri *et al.* (2024) per l'analisi dei fenomeni di liquefazione in condizioni monodimensionali è stato esteso a condizioni assialsimmetriche, in presenza di un dreno, risolvendo le equazioni governanti con il Metodo delle Differenze Finite. Il metodo proposto è stato validato utilizzando i risultati di un'analisi dinamica 3D, eseguita con il codice di calcolo agli Elementi Finiti OpenSees, in cui il dominio dreno-terreno è stato modellato con una cella unitaria rappresentativa (Elgamal *et al.*, 2009).

2. Metodo semplificato

Seed e Booker (1976) hanno esteso, al caso assialsimmetrico e in presenza di un dreno, il metodo disaccoppiato proposto da Seed *et al.* (1975) per la stima delle sovrappressioni interstiziali u generate e

dissipate in un banco di terreno stratificato durante un evento sismico. L'equazione governante del problema assialsimmetrico risolto è:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_{vh} \cdot \left(\frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \cdot \frac{\partial u}{\partial r} \right) + c_{vz} \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + \frac{\partial u_g}{\partial t} \quad (1)$$

dove r è la distanza radiale dal centro del dreno e z la profondità (Figura 1). Il primo e il secondo termine nella parte destra dell'Eq.(1) sono termini dissipativi, proporzionali ai coefficienti di consolidazione orizzontale e verticale, c_{vh} e c_{vz} . Il terzo termine, invece, rappresenta la capacità della sabbia liquefacibile di generare sovrappressioni in condizioni puramente non drenate e, come proposto in Seed *et al.* (1975), è correlato alle tensioni tangenziali $\tau(t)$ indotte dall'evento sismico. In particolare, la storia temporale $\tau(t)$ è ricondotta ad un carico ciclico equivalente, caratterizzato da un'ampiezza costante, $\tau_{eq} = 0.65 \cdot \tau_{max}$, e un numero di cicli N_{eq} uniformemente distribuiti sulla durata dell'evento, T_d . Tale semplificazione permette di confrontare la domanda sismica con la resistenza a liquefazione della sabbia sciolta, tipicamente ricavata da prove di laboratorio cicliche, e di riscrivere il termine generativo $\partial u_g / \partial t$ come:

$$\frac{\partial u_g}{\partial t} = \frac{\sigma'_{v0}}{N_L} \cdot \frac{\partial r_u}{\partial r_N} \cdot \frac{\partial N}{\partial t} = \frac{\sigma'_{v0}}{N_L} \cdot \frac{\partial r_u}{\partial r_N} \cdot \frac{N_{eq}}{T_d} \quad (2)$$

dove σ'_{v0} è lo stato tensionale verticale efficace iniziale; $r_u = u_g / \sigma'_{v0}$ è il rapporto di sovrappressione interstiziale; $r_N = N / N_L$ è il rapporto di cicli; N è il n -esimo ciclo di carico e N_L è il numero di cicli necessari per attingere alla liquefazione.

Per risolvere l'Eq.(1), Seed e Booker (1976) introducono due ipotesi semplificative: (i) dreno infinitamente permeabile, che corrisponde a considerare sovrappressioni nulle all'interfaccia dreno-terreno; e (ii) flusso puramente radiale del fluido interstiziale ($\partial^2 u / \partial z^2 = 0$ in Eq.(1)). Onoue (1988) risolve l'Eq.(1) rimuovendo queste due ipotesi, imponendo una condizione di continuità del flusso all'interfaccia dreno-terreno e considerando un flusso sia orizzontale sia verticale nel dominio di terreno. La condizione di continuità del flusso all'interfaccia dreno-terreno si traduce in:

$$\frac{k_d}{k_s} \Big|_{r=r_d} \cdot \frac{r_d}{2} \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \Big|_{r=r_d} + \frac{\partial u}{\partial r} \Big|_{r=r_d} = 0 \quad (3)$$

in cui k_d e k_s sono rispettivamente la conducibilità idraulica verticale del dreno e orizzontale del terreno. Recentemente, Boccieri *et al.* (2024) hanno introdotto ulteriori modifiche al metodo originariamente proposto da Seed *et al.* (1975), al fine di migliorarne le capacità previsionali, soprattutto considerando ipotesi più realistiche per la rappresentazione delle storie temporali di tensioni tangenziali indotte dal terremoto. In particolare, gli Autori considerano: (i) la rigidità del terreno proporzionale allo stato tensionale efficace corrente; (ii) una distribuzione non uniforme del numero di cicli equivalenti N_{eq} , per una migliore rappresentazione del contenuto energetico dell'evento sismico; e (iii) un processo iterativo

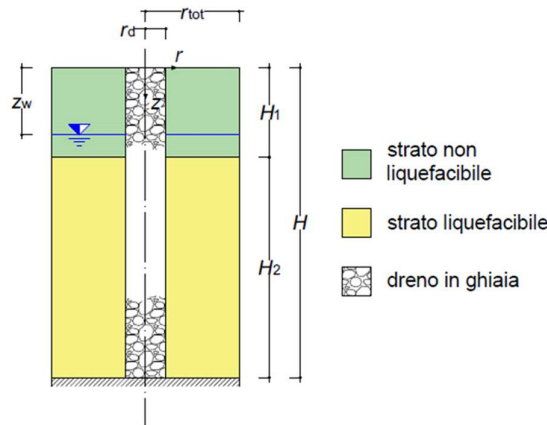


Fig 1. Configurazione assialsimmetrica del problema in esame

per tener conto dell'influenza delle sovrappressioni interstiziali sulla storia temporale $\tau(t)$.

Nel presente lavoro, il metodo proposto da Bocchieri *et al.* (2024), è stato applicato alla risoluzione del problema assialsimmetrico, in presenza di un dreno, studiato da Seed e Booker (1976) e Onoue (1988). Il metodo è stato implementato in *Matlab* v.9.10.0 (R2021a) attraverso il Metodo alle Differenze Finite (FDM). Si è considerato: (i) una condizione iniziale caratterizzata da sovrappressioni interstiziali nulle ($u(t=0) = u_0 = 0$); (ii) pressioni interstiziali nulle alla quota di falda z_w ; (iii) superficie impermeabile in $z=H$ e $r=r_{tot}$ (Figura 1); (iv) continuità di flusso all'interfaccia dreno-terreno (Eq.(3)). Inoltre, per poter risolvere le Equazioni (1) e (2), è necessario definire le curve r_u-r_N , $CSR-N_L$ e un metodo per il calcolo di N_{eq} . Per quest'ultimo aspetto si rimanda al lavoro di Bocchieri *et al.* (2024).

La curva r_u-r_N fornisce informazioni sull'accumulo delle sovrappressioni generate durante un carico ciclico in condizioni puramente non drenate. Nel presente lavoro è stata utilizzata la relazione:

$$r_u = \chi \cdot r_N^\theta \quad (4)$$

nella quale i due parametri χ e θ possono essere determinati da risultati di prove di laboratorio cicliche non drenate. La curva di resistenza alla liquefazione $CSR-N_L$ fornisce il numero di cicli N_L necessari per raggiungere liquefazione in condizioni puramente non drenate, per un dato valore del $CSR = \tau_{eq}/\sigma'_{v0}$. La seguente funzione è stata adottata per rappresentare la curva $CSR-N_L$:

$$CSR = CSR_t + \beta \cdot N_L^{-\eta} \quad (5)$$

dove i parametri β e η definiscono l'intercetta e la pendenza della curva in un piano semi-logaritmico, mentre CSR_t è un valore di soglia per il CSR , al di sotto del quale non si ha generazione di sovrappressioni interstiziali quando il provino è sollecitato ciclicamente in condizioni non drenate.

3. Confronto con analisi dinamiche accoppiate

Il metodo semplificato implementato in *Matlab* è stato validato utilizzando i risultati ottenuti da un'analisi dinamica 3D eseguita con il codice agli Elementi Finiti OpenSees, basata sulla formulazione $u-p$ (Zienkiewicz *et al.*, 1980) per la risoluzione delle equazioni del problema idromeccanico accoppiato.

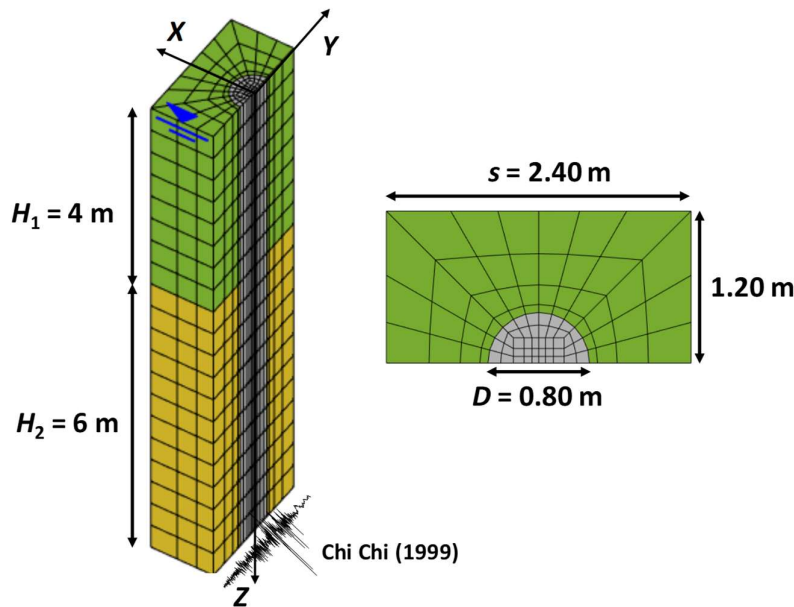


Fig 2. Modello numerico 3D implementato in OpenSees

1.1 Analisi dinamica accoppiata 3D

Il modello numerico è mostrato in Figura 2. Sfruttando la simmetria del problema e considerando un sistema di dreni infinitamente esteso sul piano orizzontale, si è modellata una cella unitaria rappresentativa (Elgamal *et al.*, 2009). Il deposito di terreno è composto da due strati orizzontali: uno strato argilloso più superficiale e uno strato di sabbia liquefacibile più profondo, rispettivamente caratterizzati da uno spessore di 4 e 6 metri. Il diametro del dreno è pari a $D = 0.80$ m e l'interasse tra i dreni è $s = 2.40$ m ($s/D = 3$). Il piano di falda coincide con il piano campagna ($z_w = 0$ m). La discretizzazione è costituita da 1800 elementi *SSP-brick UP*, caratterizzati da un singolo punto di Gauss, alti 0.50 m e con dimensioni variabili nel piano $x-y$. La Figura 3 mostra la storia temporale di accelerazioni e lo spettro di Fourier delle Ampiezze dell'input sismico applicato alla base del modello numerico, registrata durante il terremoto di Chi Chi (1999). L'analisi è strutturata in due fasi: (i) una prima fase in cui è applicata l'accelerazione gravitazionale per definire lo stato tensionale efficace litostatico; (ii) una seconda analisi dinamica accoppiata, in cui la storia temporale di accelerazione è applicata in direzione y ai nodi di base (piano $x-y$, $z = H$).

I nodi appartenenti ai contorni laterali della *mesh*, nei piani $y-z$ a $x = s/2$ e $x = 0$, sono vincolati ad avere uno spostamento nullo in direzione x . Ai nodi appartenenti ai bordi nel piano $x-z$, a $y = s/2$ e $y = -s/2$, sono applicati contorni periodici. Per quanto riguarda le condizioni idrauliche, le superfici verticali e la base del dominio numerico sono impermeabili, mentre le pressioni interstiziali sono nulle sul piano di falda.

La Tabella 1 riassume le principali proprietà fisiche dei tre materiali considerati, mentre le Tabelle 2a, 2b e 2c riportano i parametri dei modelli costitutivi utilizzati per descrivere il comportamento meccanico rispettivamente della sabbia liquefacibile, dell'argilla e della ghiaia. In particolare, la sabbia sciolta è stata modellata con il modello costitutivo SANISAND04 (Dafalias & Manzari, 2004), l'argilla con il modello Pressure-Independent Multi-Yield (PIMY, Yang *et al.*, 2008), e la ghiaia con il modello Pressure-Dependent Multi-Yield02 (PDMY02, Yang *et al.*, 2003).

Tabella 1. Principali proprietà fisiche dei materiali considerati nel modello numerico. ρ = densità del terreno; e_{in} =indice dei vuoti iniziale; D_R =Densità relativa; OCR = Grado di sovraconsolidazione; I_p =Indice di plasticità; k =conducibilità idraulica

	ρ Mg/m ³	e_{in}	D_R %	OCR -	I_p %	k m/s
sabbia	1.89	0.854	43	-	-	1e-4
argilla	1.80	-	-	3	30	1e-7
ghiaia	2.15	0.55	76	-	-	1e-2

Tabella 2a. Parametri costitutivi del modello SANISAND04 utilizzati per la sabbia liquefacibile

G_0	ν	e_{in}	M_c	c	λ_c	e_0	ξ	m	h_0	c_h	n^b	A_0	n^d	z_{max}	c_z
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
293	0.05	0.854	1.265	0.711	0.07	1.00	0.36	0.02	2.9	0.968	1.64	0.15	3.5	10	100

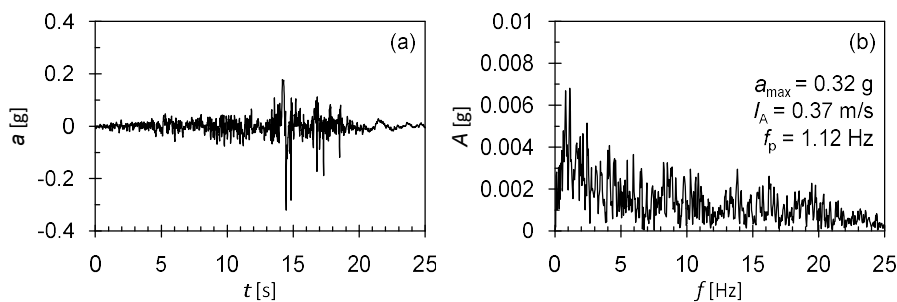


Fig 3. Storia temporale di accelerazione (a) e spettro di Fourier (b) del terremoto di Chi Chi (1999). a_{max} = accelerazione massima; I_A = Intensità di Arias; f_p = frequenza dominante.

Tabella 2b. Parametri costitutivi del modello PIMY utilizzati per l'argilla

G_r	B_r	c	γ_{max}	ϕ	p_r	d	$noYieldSurf$
kPa	kPa	kPa	-	°	kPa	-	-
2.98e4	7.35e5	40	0.1	0.0	100	0.0	20

Tabella 2c. Parametri costitutivi del modello PDMY02 utilizzati per la ghiaia

G_r	B_r	ϕ	γ_{max}	p_r	d	ϕ_{ST}	c_1	c_3	d_1	d_3	$noYieldSurf$	c_2	d_2
kPa	kPa	°	-	kPa	-	°	-	-	-	-	-	-	-
12.08e4	31.5e4	37	0.1	101	0.44	26	0.013	0.00	0.3	0.0	20	5.0	3.0
liq_1	liq_2	e_{in}	cs_1	cs_2	cs_3								
-	-	-	-	-	-								
1.0	0.0	0.55	0.9	0.02	0.70								

1.2 Calibrazione del metodo semplificato

I parametri del metodo semplificato sono stati calibrati sulla base dei risultati di simulazioni numeriche di prove di taglio cicliche non drenate, eseguite a una tensione verticale efficace $\sigma'_{v0} = 40$ kPa. La curva r_u-r_N è stata calibrata considerando un intervallo di CSR compreso tra 0.30 e 0.05, mentre i parametri della curva di resistenza a liquefazione $CSR-N_L$ sono stati ottenuti considerando $r_u = 0.90$ come valore rappresentativo della condizione di completa liquefazione. Le Figure 4 (a) e (b) mostrano le curve ottenute, insieme ai valori di *best-fit* dei parametri calibrati. Le storie temporali di tensioni tangenziali, necessarie per il calcolo di CSR e del numero di cicli equivalenti N_{eq} alle diverse profondità, sono state ottenute da un'analisi di risposta sismica monodimensionale. A tal fine, è stato utilizzato il modello non lineare proposto da Conti *et al.* (2020), definito da sei parametri: la resistenza a taglio, il modulo di rigidezza di taglio a piccole deformazioni; e quattro parametri che definiscono la curva di decadimento e la curva di smorzamento. La Figura 4 (c) mostra le curve di decadimento e smorzamento utilizzate nell'analisi di risposta sismica locale (linee), calibrate sulla base dei risultati di simulazioni numeriche di prove di taglio cicliche drenate (simboli), considerando $\sigma'_{v0} = 70$ kPa.

1.3 Risultati

La Figura 5 mostra le storie temporali del rapporto di sovrappressioni interstiziali, r_u , ottenute con l'analisi FEM e il metodo proposto in tre punti, di coordinate $(x; y) = (1.2; 0.0)$ m e profondità z variabile (10 m, 7 m e 4.5 m). I risultati forniti dall'analisi FEM mostrano un rapido incremento delle sovrappressioni, con un valore massimo di r_u circa pari a 0.90 a $z = 4.50$ m. Il raggiungimento della sovrappressione massima ad ogni profondità è seguito da una rapida fase dissipativa, ad indicare un corretto funzionamento dei dreni. Il metodo disaccoppiato proposto fornisce risultati in buon accordo

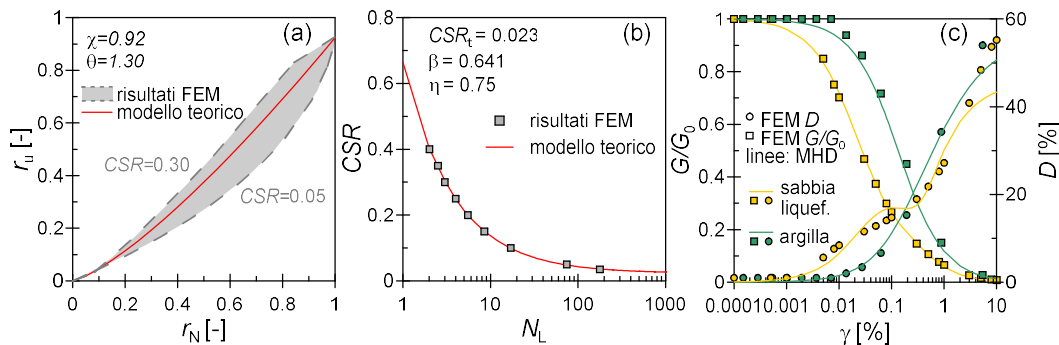


Fig 4. Curve (a) r_u-r_N e (b) $CSR-N_L$ utilizzate nel metodo disaccoppiato; (c) curve di decadimento e smorzamento per l'analisi di risposta sismica locale (linee), calibrate sulla base dei risultati FEM (simboli)

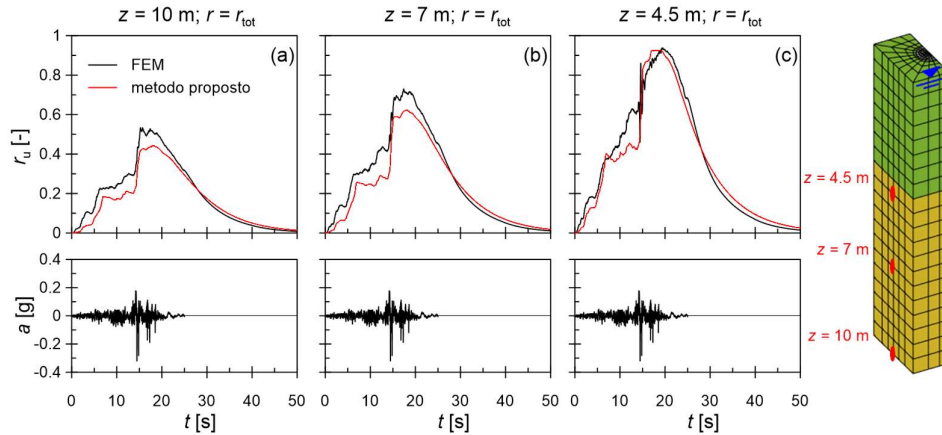


Fig 5. Confronto tra le storie temporali di r_u ottenute con le analisi accoppiate (in nero) e disaccoppiate (in rosso) in $x=r_{tot}$, $y=0$ e z pari a: 10 m (a), 7 m (b) e 4.5 m (c).

con le analisi accoppiate, sia durante la fase di generazione sia durante la successiva fase di dissipazione.

4. Conclusioni

Il principale obiettivo di questo lavoro è stato quello di dimostrare l'affidabilità del metodo disaccoppiato proposto da Bocchieri *et al.* (2024), esteso al caso assialsimmetrico in presenza di dreni. A tal fine, il metodo semplificato è stato validato utilizzando i risultati ottenuti da un'analisi dinamica 3D accoppiata, eseguita con il codice agli Elementi Finiti OpenSees. Il confronto tra i risultati delle analisi FDM e FEM, in termini di storie temporali di sovrappressioni interstiziali generate nello strato liquefacibile, mostra una buona capacità del metodo disaccoppiato nello stimare sia la fase generativa durante l'evento sismico sia la successiva fase puramente dissipativa. Infine, gli sviluppi futuri del presente lavoro si potrebbero concentrare sull'aggiornare gli abachi di progetto proposti da Seed e Booker (1976) e Onoue (1988), fornendo strumenti più affidabili per la progettazione dei dreni in ghiaia.

Bibliografia

- Bocchieri, G., Gaudio, D., & Conti, R. (2024). "An uncoupled approach for estimating seismic-induced pore water pressures in liquefiable sandy soils", *Computers and Geotechnics*, 170, 106266. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2024.106266>
- Conti, R., Angelini, M., & Licata, V. (2020). "Nonlinearity and strength in 1D site response analyses: A simple constitutive approach". *Bull Earthq Eng* 18: 4629-4657.
- Dafalias, Y. F., & Manzari, M. T. (2004). "Simple plasticity sand model accounting for fabric change effects", *Journal of Engineering mechanics*, 130(6), 622-634.
- Elgamal, A., Lu, J., & Forcellini, D. (2009). "Mitigation of liquefaction-induced lateral deformation in a sloping stratum: Three-dimensional numerical simulation", *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 135(11), 1672-1682.
- Onoue, A. (1988). "Diagrams considering well resistance for designing spacing ratio of gravel drains", *Soils and Foundations*, 28(3), 160-168.
- Seed, H. B., & Booker, J. R. (1976). Stabilization of potentially liquefiable sand deposits using gravel drains. Earthquake Engineering Research Center, University of California.
- Seed, H. B., Martin, P.P. and Lysmer, J. (1975). The generation and dissipation of pore water pressures during soil liquefaction. College of Engineering, University of California.
- Yang Z., Elgamal A., & Parra E. (2003). "A computational model for liquefaction and associated shear deformation", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 129(12): 1119-1127.
- Yang, Z., Lu, J., & Elgamal, A. (2008). "OpenSees soil models and solid-fluid fully coupled elements". *User's Manual*. Ver, 1, 27.
- Zienkiewicz, O. C., Chang, C. T., & Bettess, P. (1980). "Drained, undrained, consolidating and dynamic behaviour assumptions in soils", *Geotechnique*, 30(4), 385-395.



STUDIO DELLA RISPOSTA SISMICA DI UNA DIGA ZONATA MEDIANTE UN APPROCCIO INTEGRATO SPERIMENTALE/NUMERICO

Orazio Casabiancaⁱ⁾, Giuseppe Di Filippoⁱⁱ⁾, Daniela Girettiⁱⁱⁱ⁾, Luca Masini^{iv)}, Fabio Rollo^{v)},
Mariagrazia Tretola^{vi)}

- i) *Università degli Studi di Messina, ocasabianca@unime.it*
- ii) *Università degli Studi di Messina, gdifilippo@unime.it*
- iii) *Università degli Studi di Bergamo, daniela.giretti@unibg.it*
- iv) *Sapienza Università di Roma, luca.masini@uniroma1.it*
- v) *Sapienza Università di Roma, fabio.rollo@uniroma1.it*
- vi) *Università degli studi del Sannio, martretola@unisannio.it*

Sommario

I cambiamenti climatici in atto a scala globale stanno causando in Italia periodi di siccità eccezionalmente lunghi, seguiti da brevi eventi piovosi a carattere temporalesco. A causa delle scarse precipitazioni piovose e nevose, le più importanti risorse idriche del paese sono soggette a gravi regimi di magra. Inoltre, gli eventi meteorici eccezionalmente intensi aggravano il numero di frane e dissesti in un territorio già ad alto rischio idro-geologico. In questo preoccupante contesto, le dighe e le traverse di ritenuta idraulica possono contribuire alla mitigazione dei rischi summenzionati. Data la limitata disponibilità di siti adatti alla costruzione di nuovi invasi, è necessario salvaguardare le dighe esistenti, che tuttavia costituiscono una delle principali cause di vulnerabilità sismica del territorio italiano in caso di rilascio incontrollato del volume d'invaso. In questa nota si riportano alcuni risultati di uno studio numerico sulla risposta dinamica di un modello di diga in terra zonata, in cui è stato simulato il comportamento idro-meccanico accoppiato dei terreni. Il modello è stato calibrato utilizzando i risultati di una prova in centrifuga geotecnica, simulando la fase di invaso e applicando in sequenza input sismici di intensità crescente. Il confronto tra le previsioni numeriche e il comportamento osservato ha dimostrato l'efficacia del modello agli elementi finiti nel riprodurre accuratamente gli aspetti fondamentali della risposta dinamica esibita da questo complesso sistema geotecnico.

1. Introduzione

La crescente necessità di un utilizzo razionale delle risorse idriche e di un'efficace protezione dalle inondazioni richiama l'attenzione sulla costruzione di dighe in Italia e nel mondo. Ciò comporta un'adeguata manutenzione delle strutture esistenti, molte delle quali hanno ormai più di 50 anni in media. Attualmente, solo il 70% delle 542 grandi dighe italiane è in esercizio normale. Riconvertendo le strutture attualmente fuori servizio, la percentuale di risorse idriche utilizzate potrebbe passare dall'attuale 47% a quasi l'80% della disponibilità potenziale totale. Pertanto, è strategicamente importante concentrarsi sulle dighe esistenti piuttosto che su quelle di nuova costruzione. Tuttavia le grandi dighe rappresentano anche un rischio significativo in termini di vulnerabilità sismica in quanto il

rilascio incontrollato di milioni di metri cubi d'acqua può causare ingenti danni e perdite di vite umane. Pertanto è di estrema importanza valutare le prestazioni sismiche delle dighe in terra esistenti per pianificare efficacemente potenziali interventi di ripristino.

Lo studio della stabilità delle dighe in terra in condizioni sismiche è particolarmente complesso a causa della natura dinamica delle forze in gioco. L'impatto di un evento sismico su una diga in terra deriva sia dalle azioni inerziali causate dalle accelerazioni sismiche sia dalla riduzione della resistenza al taglio nei materiali del corpo diga. Attualmente le analisi numeriche dinamiche accoppiate sono considerate il metodo più affidabile e promettente per studiare il comportamento di sistemi geotecnici complessi come le dighe in terra. Queste analisi simulano accuratamente la geometria del problema, le condizioni al contorno e il comportamento dinamico del terreno e consentono di tenere in conto fattori quali la parziale saturazione e il complesso comportamento idromeccanico accoppiato dei terreni.

La valutazione delle prestazioni sismiche delle grandi dighe in terra attraverso analisi numeriche può essere effettuata utilizzando due approcci: nel primo viene creato un modello numerico per una struttura esistente, basato su una specifica caratterizzazione delle proprietà fisico-meccaniche e quando disponibili, su misure in sito di eventi sismici reali; questo modello viene poi sottoposto a diversi scenari sismici associati a periodi di ritorno crescenti per valutare il danno (Rampello et al. 2009; Elia et al., 2011; Elia e Rouainia, 2013; Sica et al., 2008; Albano et al., 2015; Pelecanos et al., 2015; Han et al., 2016; Casablanca et al., 2022).

Nel secondo approccio si adotta un modello convenientemente semplificato per studiare la risposta di sistemi strutturali e geotecnici (ad es: Papadimitriou et al., 2014; Andrianopoulos et al., 2014, Masini et al., 2016, 2019, 2021; Masini e Rampello, 2022). In questo caso, i modelli costitutivi adottati sono solitamente più semplici e i modelli tipologici delle dighe sono sottoposti ad analisi pseudo-statiche o dinamiche nel dominio del tempo per valutare la deformazione nel corpo della diga gli spostamenti permanenti, che non devono essere intesi come un indice di prestazione sismica.

Tuttavia la calibrazione dei modelli costitutivi adottati e l'inizializzazione delle variabili interne comportano ancora significative incertezze. In questo contesto, le prove dinamiche condotte su modelli fisici su grande scala (Di Filippo et al., 2023) e in scala ridotta (Fioravante et al., 2021) in laboratorio possono fornire una preziosa visione della risposta del sistema e servire come mezzo di validazione delle analisi numeriche finalizzate alla previsione delle prestazioni sismiche.

Il presente lavoro illustra alcuni aspetti della modellazione idromeccanica accoppiata della risposta sismica di una diga in terra zonata. Il modello numerico è stato calibrato sulla base dei risultati di una prova geotecnica in centrifuga applicando tre input sismici di intensità crescente. Le analisi numeriche sono state condotte utilizzando il codice agli elementi finiti PLAXIS 2D. Per descrivere il comportamento meccanico dei materiali della diga è stato utilizzato il modello costitutivo *Hardening Soil with Small Strain Stiffness*, calibrato sulla base di prove di laboratorio eseguite per caratterizzare la risposta dei materiali in condizioni di completa e parziale saturazione.

2. Modellazione in centrifuga geotecnica

Nell'ambito del progetto PRIN REDREEF (Risk Assessment of Earth Dams and River Embankments to Earthquakes and Floods), sono state eseguite due prove in centrifuga geotecnica su un modello di diga in terra zonata presso l'ISM GEO (Istituto Sperimentale Modelli Geotecnici, Italia). La centrifuga è caratterizzata da un braccio rotante simmetrico con un diametro di 6 m, un'altezza di 2 m, una larghezza di 1 m e un raggio nominale di circa 2.2 m fino alla base del modello; ha una capacità di 240 g-tonnellate ed è in grado di raggiungere accelerazioni fino a 600 g con un carico utile di 400 kg (Baldi et al., 1988). Nell'apparecchiatura è integrata una tavola vibrante che consente di operare in un campo di accelerazione artificiale fino a 100 g. La tavola può raggiungere frequenze fino a 500 Hz, generando accelerazioni sismiche fino a 50 g (Airoldi et al., 2016). Il modello è alloggiato in un contenitore di alluminio di 800x395x330 mm. La Figura 1 illustra la disposizione della strumentazione. Il fattore di scala geometrico dei modelli fisici è $N = 50$, corrispondente a un prototipo di diga di altezza 13 m,

larghezza di 39 m e una pendenza pari a 35°. È stato simulato un livello di invaso a monte di 11 m (220 mm alla scala del modello) per riprodurre le condizioni di esercizio. Il modello è dotato di accelerometri, trasduttori di pressione interstiziale (PPT), tensiometri (T) e trasduttori di spostamento per misurare rispettivamente le accelerazioni orizzontali, la pressione del fluido e gli spostamenti. Inoltre, un accelerometro è stato fissato alla base del contenitore del modello per registrare l'input sismico proveniente dalla tavola vibrante.

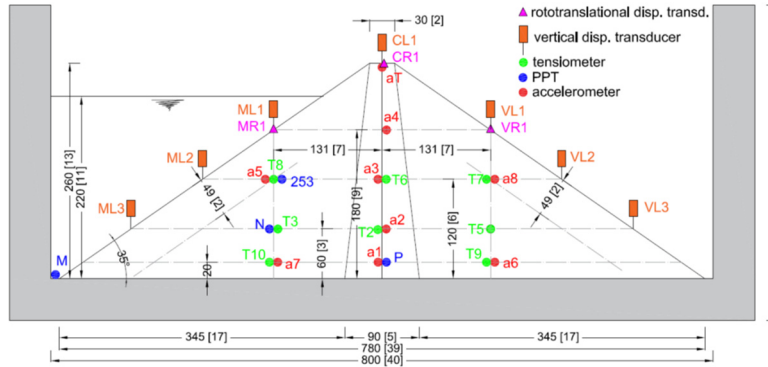


Fig. 1. Disposizione della strumentazione nel modello in centrifuga (le dimensioni alla scala del prototipo sono riportate tra parentesi quadre).

3. Modello numerico e procedura di calibrazione

Il modello numerico della diga è illustrato in Fig. 2. Il dominio è discretizzato in 4523 elementi triangolari a 15 nodi, per un totale di 37035 nodi e le analisi sono eseguite in condizioni di deformazione piana. Il terreno dei fianchi è la sabbia del Ticino, caratterizzata da un peso dell'unità di volume $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ e indice dei vuoti $e = 0.622$, corrispondente a una densità relativa $D_R = 87\%$, mentre il nucleo è stato realizzato usando argilla di Pontida, con peso dell'unità di volume $\gamma = 19.2 \text{ kN/m}^3$ e indice dei vuoti $e = 0.404$.

Il comportamento meccanico dei terreni è descritto dal modello costitutivo *Hardening Soil with Small Strain Stiffness* (HSSsmall, Schanz et al., 1999), i cui parametri sono riportati nella Tabella 1.

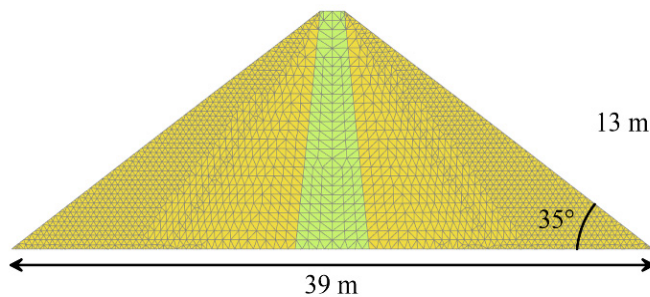


Fig. 2. Modello numerico agli elementi finiti.

Parametri	Sabbia del Ticino	Argilla di Pontida
c' (kPa)	1.0	14
φ' (°)	41	34
ψ (°)	0	0
E'_{ref} (MPa)	396	228
E'/E'_{50}	20	26.8
E'_{50}/E'_{oed}	1.4	1.55
$E'_{50,ref}$ (MPa)	19.8	8.5
$E'_{oed,ref}$ (MPa)	14.1	5.5
E'_{ur} (MPa)	59.4	27.1
G_{0ref} (MPa)	165	95
$\gamma_{0.7}$	$1.7e-4$	$1.7e-4$
m	0.5	0.98

La curva di decadimento del modulo di taglio è stata calibrata su una serie di dati sperimentali disponibili in letteratura (Fioravante e Giretti, 2016; Fioravante e Jamiolkowski, 2005; Fioravante, 2000) come mostrato in Fig. 3, mentre il fattore di smorzamento è una risposta del modello HSSsmall. I restanti parametri sono stati calibrati usando i risultati di prove edometriche e di compressione triassiale eseguite presso il laboratorio di geotecnica dell'Università di Napoli Federico II nell'ambito dello stesso progetto

di ricerca. Per tenere conto della parziale saturazione dei terreni, è stato adottato il modello di Van Genuchten, i cui parametri sono riportati in Tabella 2.

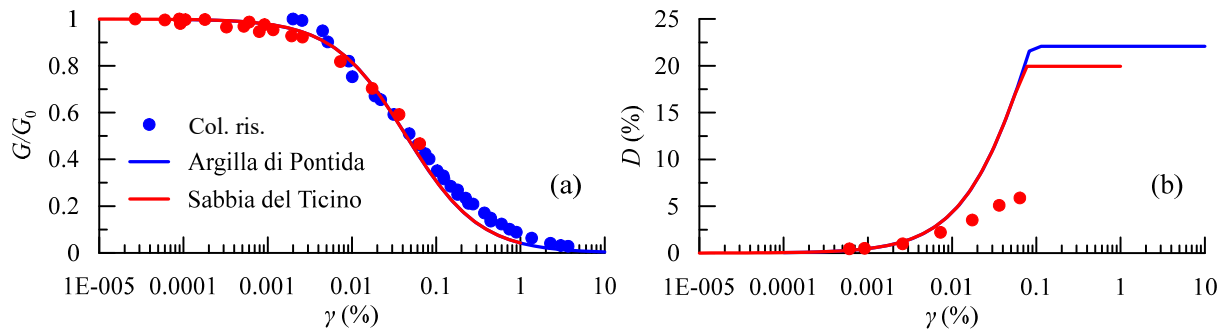


Fig. 3. Curve di de cadimento della rigidezza a taglio (a) e del rapporto di smorzamento (b).

La Fig. 4 mostra il confronto tra il modello di Van Genuchten e i dati sperimentali di Ventini et al. (2021) in termini di grado di saturazione e permeabilità relativa (il rapporto tra la permeabilità corrente e quella in condizioni di completa saturazione) in funzione della suzione.

Le analisi numeriche sono state eseguite secondo le seguenti fasi, coerenti con il modello di prova in centrifuga: (1) inizializzazione dello stato tensionale del modello attraverso l’attivazione istantanea del peso; (2) fase di invaso, procedendo in tre fasi fino al raggiungimento del livello dell’acqua di 11 m; (3) fase dinamica che prevede l’applicazione di quattro accelerogrammi artificiali alla base del modello, i cui parametri sismici sono riportati nella Tabella 3.

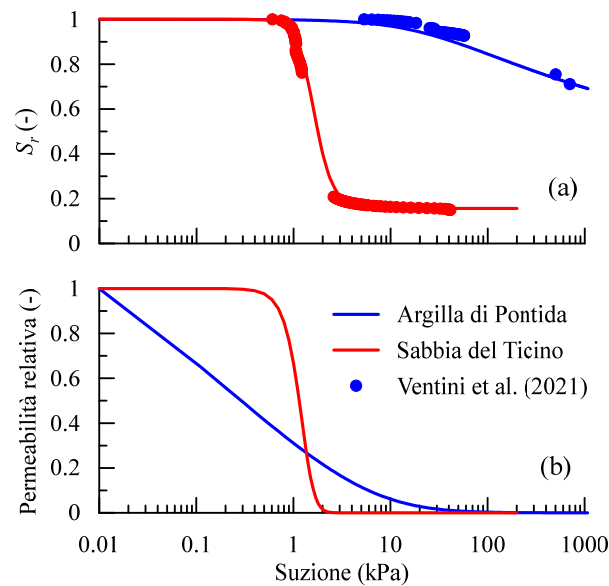


Tabella 2. Parametri del modello di Van Genuchten

Parametri	Sabbia del Ticino	Argilla di Pontida
k_{sat} (m/s)	1.72e-3	2.83e-10
S_{res}	0.156	0.33
S_{sat}	1	1
g_n	5	1.16
g_a (m ⁻¹)	6.38	0.45
g_c	-0.8	-0.137
g_l	0.5	-4.63

Fig. 4. Curve di ritenzione in termini di grado di saturazione (a) e permeabilità relativa (b).

4. Risultati delle analisi numeriche

1.1 Invaso

La simulazione numerica della fase di invaso è stata condotta mediante un’analisi completamente

accoppiata dello scheletro solido e del fluido interstiziale. Al fine di rappresentare in modo schematico i tre livelli di invaso raggiunti durante il test in centrifuga, è stata applicata una variazione temporale dell'altezza di invaso lungo il paramento di monte della diga. Nella Fig. 5 sono mostrate le isolinee della pressione interstiziale calcolata all'interno del corpo della diga al termine della fase di invaso. I valori positivi indicano suzione, in accordo con la convenzione dei segni adottata nel codice Plaxis 2D.

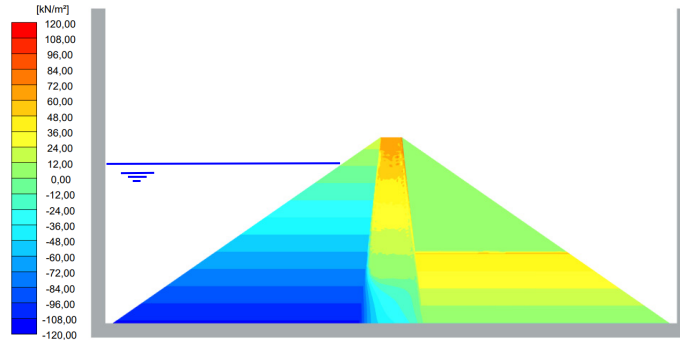


Fig. 5. Isolinee della pressione interstiziale al termine della fase di invaso (valori in kPa).

La porzione superiore del nucleo è caratterizzata da valori della suzione al termine dell'invaso prossimi a 70 kPa, mentre la massima suzione calcolata nel fianco sabbioso di valle è circa 40 kPa. La Figura 6 mostra il confronto tra le storie temporali della pressione interstiziale calcolate e misurate durante la fase di invaso in alcuni punti di controllo. I valori negativi indicano suzioni, secondo la convenzione comune adottata in geotecnica. Il tensiometro T10, alla base del fianco di monte (Figura 1), risponde prontamente all'innalzamento del livello di invaso, seguendo l'andamento del PPT M situato sul fondo del contenitore di prova. La storia temporale calcolata nello stesso punto è in linea con la risposta osservata.

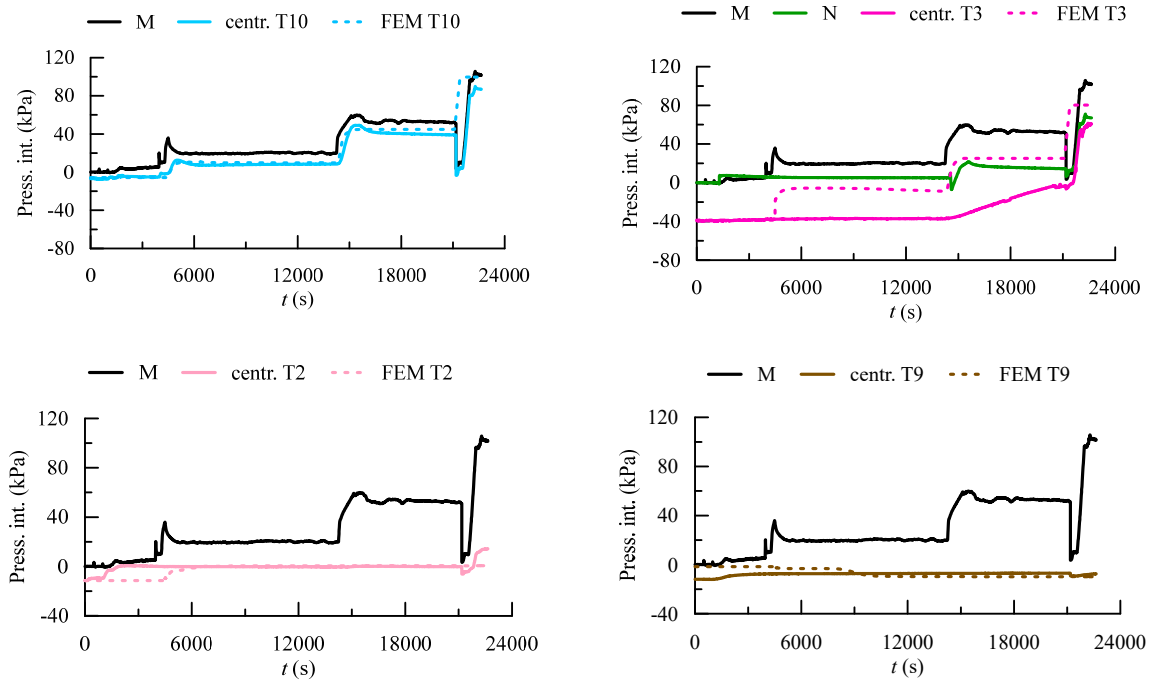


Fig. 6. Evoluzione temporale della pressione interstiziale calcolata (FEM) e misurata (centr.) durante la fase di invaso in corrispondenza di alcuni trasduttori.

I valori iniziali della pressione interstiziale misurati dal tensiometro T3 e dal PPT N, posti alla stessa quota nel fianco di monte, risultano significativamente diversi, verosimilmente a causa dell'impossibilità del trasduttore PPT di misurare valori negativi. Tuttavia, entrambi gli strumenti raggiungono un valore simile quando viene raggiunto il livello massimo di invaso. Il modello FE mostra una risposta più rapida alle variazioni delle condizioni idrauliche al contorno. La storia temporale calcolata in corrispondenza del tensiometro T2 all'interno del nucleo è in accordo con il comportamento osservato, sebbene con un certo ritardo temporale. Lo stesso si osserva per il tensiometro T9. In generale, il modello FE è in grado di riprodurre con discreta approssimazione il comportamento osservato in termini di distribuzione delle pressioni interstiziali all'interno del corpo diga.

1.1 Analisi dinamiche

La fase sismica è stata simulata eseguendo un calcolo dinamico accoppiato con consolidazione, applicando la stessa storia di accelerazione reale in successione con un'accelerazione massima crescente (PGA, Tabella 3). Per brevità, vengono presentati solo i risultati relativi all'applicazione dell'ultimo input (#4). La Fig. 7 riporta le storie temporali dell'accelerazione orizzontale a_x calcolate e misurate in cresta alla diga (Fig. 7a) e i corrispondenti spettri di Fourier (Fig. 7b). I due segnali sono in buon accordo in termini di ampiezza dell'accelerazione massima. In particolare, l'accelerazione orizzontale massima misurata durante la prova è circa 0.81g, mentre il valore calcolato è pari a 0.83g. Confrontando gli spettri di Fourier (Fig. 7b), tuttavia, l'amplificazione del segnale dalla base alla cresta della diga risulta maggiore nel modello in centrifuga.

Tabella 3. Caratteristiche degli input sismici applicati.

ID	PGA (m/s ²)	PGV (m/s)	PGD (m)	I _a (m/s)	T _m
#1	1.70	0.083	0.015	1.92	0.25
#2	1.79	0.086	0.006	1.24	0.21
#3	2.39	0.133	0.026	2.62	0.25
#4	2.56	0.154	0.015	3.91	0.22

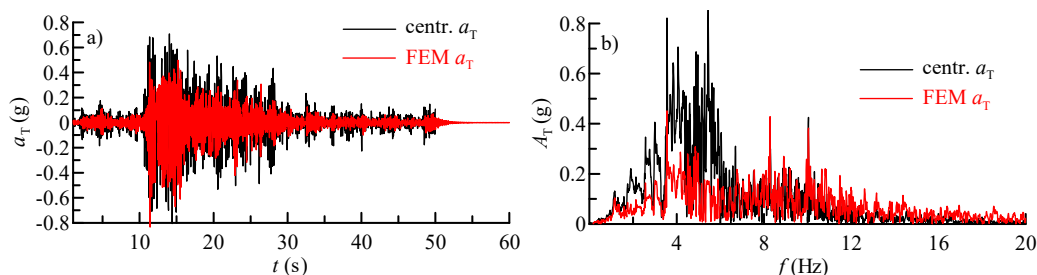


Fig. 7. Accelerazione orizzontale calcolata e misurata in cresta: storie temporali (a) e spettri di Fourier (b).

La Fig. 8 mostra gli spostamenti permanenti verticali (Fig. 8a) e orizzontali (Fig. 8b) al termine della fase sismica. La distribuzione degli spostamenti non è simmetrica e presenta i valori massimi nel paramento di monte, che, a causa dell'invaso, è quasi in condizioni di completa saturazione. In generale, i gradienti di spostamento maggiori si sviluppano nei fianchi della diga, mentre il nucleo mostra una risposta relativamente rigida ascrivibile allo stato di parziale saturazione: il contributo della suzione allo stato tensionale efficace produce un incremento della resistenza disponibile e della rigidità in corrispondenza della sommità del nucleo. A tal riguardo, la Fig. 8c mostra la distribuzione della tensione tangenziale relativa τ_{rel} , definita come il rapporto tra il raggio del cerchio di Mohr corrente e quello concentrico e tangente all'involuppo di rottura. Valori prossimi all'unità di τ_{rel} indicano la completa mobilitazione della resistenza al taglio disponibile. Le isolinee della Fig. 8c sono riferite all'istante in cui si verifica il valore massimo dell'input #4.

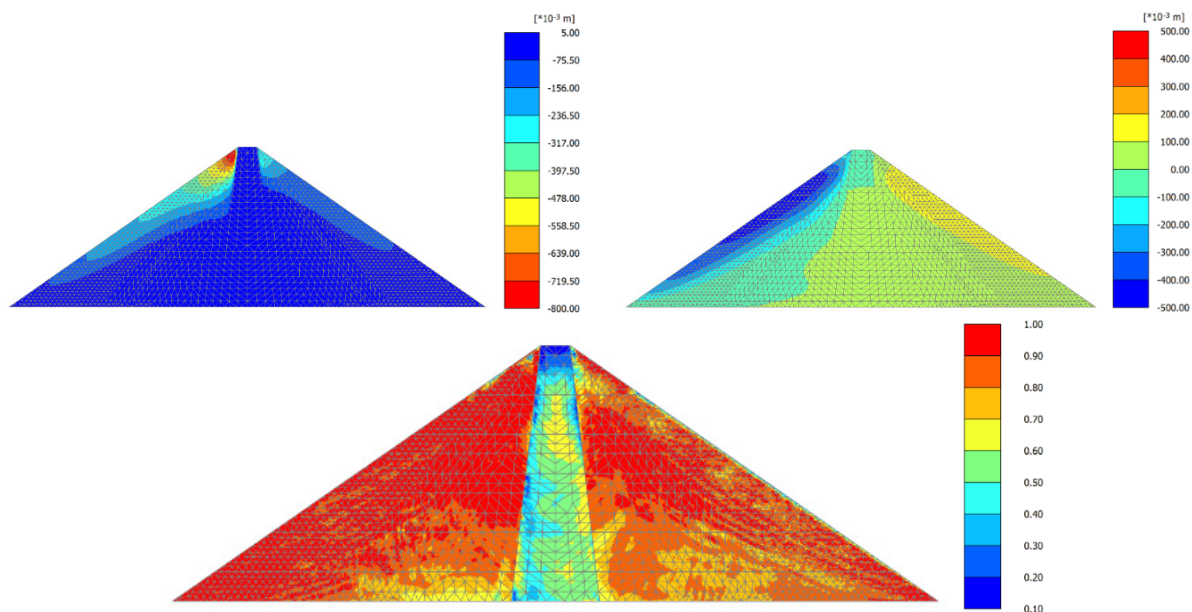


Fig. 8. Spostamenti verticali (a) e orizzontali (b) alla fine della fase dinamica (valori in metri); isolinee di τ_{rel} nell'istante in cui si verifica il valore massimo dell'input #4 (c).

Si osservano valori di τ_{rel} prossimi all'unità in una porzione significativa del paramento di monte, indicando che i meccanismi deformativi riportati nelle Figg. 8a e 8b sono principalmente il risultato dell'attivazione transitoria di meccanismi plastici a seguito della completa mobilitazione della resistenza al taglio durante il sisma. Un comportamento qualitativamente simile è stato osservato anche nel modello in centrifuga, ma con spostamenti mediamente maggiori, in parte dovuti a spostamenti locali della base di alcuni trasduttori di spostamento.

5. Conclusioni

L'impiego di un approccio idromeccanico completamente accoppiato per la simulazione numerica di una diga zonata ha consentito di riprodurre correttamente le condizioni idrauliche iniziali e lo stato di parziale saturazione dei terreni del corpo diga. Ciò ha garantito la corretta inizializzazione dello stato tensionale efficace e, di conseguenza, della distribuzione iniziale della resistenza al taglio e della rigidità mobilitate al momento dell'applicazione delle azioni sismiche. Sebbene gli spostamenti calcolati risultino in alcuni punti inferiori a quelli misurati, implicando, di conseguenza, la necessità di ricalibrare alcuni parametri del legame *HS-small*, il modello numerico è stato comunque in grado di riprodurre qualitativamente i meccanismi deformativi osservati nella prova in centrifuga, confermando il maggior accumulo di spostamenti permanenti nel fianco a monte al termine delle azioni sismiche, associato alla temporanea mobilitazione della resistenza al taglio disponibile e alla conseguente attivazione di meccanismi plastici.

Ringraziamenti

Questo lavoro è stato svolto nell'ambito delle attività finanziate dal Progetto di Ricerca PRIN-REDREEF (Risk Assessment of Earth Dams and River Embankments to Earthquakes and Floods).

Bibliografia

Albano M., Modoni G., Croce P., Russo G. (2015). "Assessment of the seismic performance of a bituminous faced rockfill dam", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 75, 183-198,

- doiorg/101016/jsoildyn201504005
- Airoldi S., Fioravante V., Giretti D. (2016). “Soil liquefaction tests in the ISMGEO geotechnical centrifuge”. Proc. China-Europe conference on geotechnical engineering, 469–472.
- Andrianopoulos C.I., Papadimitriou A.G., Bouckovalas, G.D., Karamitros, D.K. (2014). “Insight into the seismic response of earth dams with an emphasis on seismic coefficient estimation”, *Computers and Geotechnics*, 55, 195-210 doiorg/101016/jcompgeo201309005
- Baldi G., Belloni G., Maggioni W. (1988). “The ISMES Geotechnical Centrifuge”. Proc. International conference on geotechnical centrifuge modelling-Centrifuge 88, Paris, Corté J F Ed, Balkema, Rotterdam, 45-48.
- Casablanca O., Nardo A., Biondi G., Di Filippo G., Cascone E. (2022). “Seismic performance of a zoned earth dam”. Proc. Conference on Performance-based Design in Earthquake - PBD 2022, Beijing, 1929-1936.
- Di Filippo G., Casablanca O., Biondi G., Cascone E. (2023). “Calibration of a large shaking table equipment for testing geotechnical physical models under plane strain conditions” *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 166, 107726
- Elia G., Amorosi A., Chan A.H.C., Kavvas M.J. (2011). “Fully coupled dynamic analysis of an earth dam”, *Géotechnique*, 61(7), 549–63
- Elia G., Rouainia M. (2013). “Seismic Performance of Earth Embankment Using Simple and Advanced Numerical Approaches”, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 139, 1115-1129 101061/(ASCE)GT1943-56060000840
- Fioravante V. (2000). “Anisotropy of small strain stiffness of Ticino and Kenya sands from seismic wave propagation measured in triaxial testing” *Soils and foundations*, 40(4), 129-142
- Fioravante V., Jamiolkowski M. (2005). “Physical modelling of piled rafts” Proc. International Geotechnical Conference on Soil structure interaction. Calculation methods and Engineering Practice Saint Petersburg-Moscow, 89–95
- Fioravante V., Giretti D. (2016). “Unidirectional cyclic resistance of Ticino and Toyoura sands from centrifuge cone penetration tests” *Acta Geotechnica*, 11, 953-968
- Fioravante V., Giretti D., Airoldi S., Moglie J. (2021). “Effects of seismic input, fine crust and existing structure on liquefaction from centrifuge model tests” *Bulletin of Earthquake Engineering*, 19, 3807-3833
- Han B., Zdravkovic L., Kontoe S. (2016). “Numerical and analytical investigation of compressional wave propagation in saturated soils”, *Computers and Geotechnics*, 75, 93-102 doiorg/101016/jcompgeo201601019
- Masini L., Rampello S., Callisto L. (2016). “Seismic behaviour of large earth dams. from site investigations to numerical modelling” Proc. 1st IMEKO TC-4 Int Workshop on Metrology for Geotechnics, Benevento, Italy, 288-294
- Masini L., Rampello S., Donatelli R. (2019). “Some aspects of the dynamic performance of two classes of earth dams” Proc. 7th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering - ICEGE 2019, Rome, Italy, 3788 – 37957
- Masini L., Rampello S., Donatelli R. (2021). “Seismic performance of two classes of earth dams”, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 50(2), 692-711
- Masini L., Rampello S. (2022). “Influence of input assumptions on the evaluation of the seismic performance of earth dams”, *Journal of Earthquake Engineering*, 26(9), 4471-4495 doiorg/101080/1363246920201835747
- Papadimitriou A.G., Bouckovalas G.D., Andrianopoulos K.I. (2014). “Methodology for estimating seismic coefficients for performance-based design of earthdams and tall embankments”, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 56, 57-73 doiorg/101016/jsoildyn201310006
- Pelecanos L., Kontoe S., Zdravkovic L. (2015). “A case study on the seismic performance of earth dams”, *Géotechnique*, 65(11), 923–935
- Rampello S., Cascone E., Grosso N. (2009). “Evaluation of the seismic response of a homogeneous earth dam”, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 29(5), 782-798
- Schanz T., Vermeer P. A., Bonnier P. G. (1999). “The hardening soil model. formulation and verification” Proc. Beyond 2000 in computational geotechnics, 1, 281-296
- Sica S., Pagano L., Modaresi A. (2008). “Influence of past loading history on the seismic response of earth dams”, *Comput Geotech*, 35(1), 61–85
- Ventini R., Dodaro E., Gragnano C.G., Giretti D., Pirone M. (2021) “Experimental and numerical investigations of a river embankment model under transient seepage conditions” *Geosciences*, 11(5), 192



IMPLEMENTAZIONE DI MODELLI FEM OPENSEES NELL'INFRASTRUTTURA HPC RECAS NELL'AMBITO DEL PROGETTO CN-CALCOLO HPC

Gianluca Cavallo
Politecnico di Bari
g.cavallo@phd.poliba.it

Gaetano Elia
Politecnico di Bari
gaetano.elia@poliba.it

Annamaria di Lernia
Politecnico di Bari
annamaria.dilernia@poliba.it

Sommario

Le potenti tecnologie di calcolo disponibili consentono oggi la risoluzione di problematiche complesse dell'ingegneria attraverso la simulazione dei fenomeni naturali fonte di disastri, come ad esempio i fenomeni di propagazione delle onde sismiche che possono indurre danni su strutture ed infrastrutture, compromettendo la salvaguardia della vita umana. In tale contesto, il programma di ricerca "Environment & Natural Disasters (Spoke 5)" nell'ambito del Centro Nazionale di Ricerca in High Performance Computing (HPC), Big Data and Quantum Computing si pone l'obiettivo di mettere a punto una infrastruttura di calcolo in grado di eseguire simulazioni volte alla previsione di III livello dei fenomeni di propagazione sismica, attraverso l'uso di modelli matematici piuttosto onerosi dal punto di vista computazionale. Tali modelli consentono di ottenere una previsione a larga scala degli effetti del sisma in superficie finalizzata alla produzione di mappe di pericolosità sismica locale. Nella nota è presentato un framework di analisi su sistemi HPC con il software open-source OpenSees, sviluppato allo scopo di risolvere in parallelo modelli agli elementi finiti onerosi in un tempo limitato tale da essere di supporto a previsioni di carattere preventivo e di indirizzo per la gestione dell'emergenza. L'infrastruttura a supporto di tale obiettivo è rappresentata dal Cluster HPC del data-center ReCaS di Bari. Allo stato attuale sono in corso sviluppi di codici sorgente e test di modelli agli elementi finiti che meglio rispondano a tale obiettivo.

1. Introduzione

Il programma di ricerca "Environment & Natural Disasters (Spoke 5)" nell'ambito del Centro Nazionale di Ricerca in High Performance Computing (HPC), Big Data and Quantum Computing si pone come obiettivo primario lo sviluppo di metodologie per la modellazione di quei processi fisici naturali capaci di provocare disastri tali da indurre perdite di vite umane e danni socio-economici. Tra i processi naturali fonte di disastro rientrano i terremoti, che nel propagarsi all'interno di depositi di terreno subiscono fenomeni di amplificazione in superficie, in grado di aggravarne gli effetti in termini di danni alle strutture e alle infrastrutture. Di conseguenza, la previsione degli effetti indotti da tali fenomeni diviene di fondamentale importanza per la riduzione del rischio sismico su aree fortemente esposte. In tale contesto, la modellazione numerica di tali processi geotecnici su larga scala richiede l'uso di modelli

tri-dimensionali (3D) complessi e l'adozione di tecniche di calcolo parallelo attraverso sistemi HPC (High Performance Computing), come quelli forniti dal centro di calcolo ReCaS gestito dall'Istituto Nazionale di Fisica Nucleare (INFN) di Bari.

La presente nota descrive gli strumenti sviluppati per la generazione ed implementazione di modelli numerici 3D nel codice FEM OpenSees da utilizzare per l'esecuzione di analisi di risposta sismica locale. Il software open-source OpenSees, sviluppato dall'Università di Berkeley (McKenna et al., 2000), è un codice di calcolo agli elementi finiti, distribuito in formato aperto su piattaforma GitHub. Il suo utilizzo richiede la compilazione e l'installazione sul sistema operativo, oppure, in alternativa, la configurazione di un *container singularity* per i sistemi HPC. Il software è rilasciato nelle versioni OpenSeesMP ed OpenSeesSP per la risoluzione di modelli FEM in parallelo, che ne permettono l'utilizzo su più di un processore. L'applicazione prevede la compilazione da parte dell'utente di un file di istruzioni in formato .tcl., che rappresenta la fase di *pre-processing*, ovvero la definizione delle variabili di input, la descrizione del modello matematico secondo nodi ed elementi, la definizione delle condizioni al contorno ed, infine, la descrizione della strategia di risoluzione secondo gli algoritmi di risoluzione disponibili.

Per ovviare alla mancanza di un pre-processore precompilato, è stato sviluppato un codice di *pre-processing* denominato OpenSTools. Il suo utilizzo è indicato per la generazione di file eseguibili da fornire al software OpenSees per l'integrazione in parallelo dei modelli FEM attraverso la tecnologia HPC, ottenendo un notevole risparmio di tempo rispetto alle comuni macchine workstation. Per l'uso del software OpenSees in parallelo sui sistemi HPC basati su sistema CentOS 7 è stato necessario configurare un *container singularity*. La risoluzione delle problematiche fino all'integrazione completa di modelli FEM 3D ha portato alla definizione di un framework di lavoro originale, efficace e funzionale. La funzionalità di questo framework di calcolo è stata testata attraverso lo sviluppo di semplici modelli numerici per la propagazione sismica, i cui risultati sono stati confrontati con esempi di *benchmark*.

2. Pre-processore “OpenSTools” e configurazione del sistema HPC

Il codice OpenSTools (Cavallo, 2024), scritto in linguaggio Python (Van Rossum, 2007), ha la funzione di scomporre le informazioni contenute nel modello numerico, in termini di nodi ed elementi, e ricomporle insieme alle condizioni al contorno imposte dall'utente in modo compatibile con le funzioni proprie dell'applicazione OpenSees, per eseguire in parallelo l'analisi agli elementi finiti del modello numerico. Il codice (<https://github.com/gcavpoliba/OpenSTools>) si compone di due versioni, OpenSToolsMP.py, per eseguire analisi con la versione OpenSeesMP, e OpenSToolsSP per la versione OpenSeesSP. Lo stile del codice OpenSTools è quello della programmazione ad oggetti. Il principio è quello di selezionare entità vettoriali ed elaborarle tramite *routines* raggruppate in funzioni. La struttura è composta da un codice di istruzioni ed uno in cui sono scritte le funzioni a disposizione.

Il modello numerico è costituito da una geometria generica discretizzata secondo una maglia strutturata composta da esaedri isoparametrici a 20 nodi. Tale elemento è stato scelto perché meglio integra la soluzione di un problema dinamico, utilizzando una funzione di forma di terzo grado. Inoltre, l'elemento è in grado di simulare l'accoppiamento idro-meccanico in condizioni dinamiche attraverso la formulazione u-p (Zienkiewicz & Shiomi, 1984; Yang et al., 2008) basata sulla teoria di Biot e si presta bene all'uso di modelli costitutivi del terreno multi-superficie. Data la disponibilità di una grande potenza di calcolo, il numero finale dei nodi del modello numerico non costituisce un vincolo alle necessità di precisione del risultato, che può essere elaborato attraverso comuni software open-source esistenti, quali GID (Coll et al., 2018). In funzione delle caratteristiche principali dei modelli dinamici analizzati, le operazioni effettuabili con il codice sono le seguenti:

- aggiungere e rimuovere i vincoli sulle superfici: il codice è in grado di riconoscere se in un punto è già presente un vincolo; se presente, evita di inserire nuovamente la condizione di vincolo in modo da non ricevere l'errore dal software e bloccare la procedura;

- imporre la condizione vincolare su una superficie, ovvero imporre una condizione di corpo rigido ad un piano;
- imporre la condizione di “tied-nodes” a due superfici (master-slave): essa garantisce che i nodi presenti sulle due superfici opposte si spostino della stessa quantità;
- rilascio del vincolo e applicazione della reazione vincolare esplicita dal vincolo rimosso nello stato di equilibrio precedente (tale funzione è attualmente in fase di test);
- applicare condizioni di carico;
- applicare condizioni cinematiche;
- applicare la condizione di vincolo tipo “Lysmer-Kuhlemeyer” (Lysmer & Kuhlemeyer, 1969; Lokke & Chopra, 2017);
- variare il parametro di permeabilità;
- definire il numero di processori con cui eseguire il calcolo;
- ottenere la scrittura del file di output del modello da elaborare con il software GID.

Allo stato attuale, il codice è in grado solo di leggere gli elementi finiti di tipo “20_8_BrickUP” (elemento finito isoparametrico esaedrico a 20 nodi con formulazione u-p) e “9_4_QuadUP” (elemento finito quadrilatero piano a 9 nodi con formulazione u-p) e con questi effettuare le operazioni precedentemente elencate.

La struttura del file di input è comune a tutti i codici OpenSees e segue le fasi di:

- inizializzazione della griglia di discretizzazione: in tale fase viene importata la *mesh* di calcolo;
- inizializzazione delle variabili: vengono assegnati i valori ai parametri degli elementi finiti e del modello costitutivo;
- imposizione delle condizioni al contorno;
- definizione della scrittura dei file di output;
- definizione dei parametri di analisi;
- esecuzione dell’analisi per l’inizializzazione delle tensioni attraverso una procedura *gravity loading*;
- inizializzazione dell’analisi elasto-plastica;
- variazione delle condizioni al contorno;
- variazione dei parametri;
- definizione della scrittura dei file di output;
- definizione dei parametri delle analisi dinamiche;
- esecuzione dell’analisi dinamica.

In funzione delle condizioni imposte nel file di istruzioni e del numero di processori, il codice OpenSTools divide il modello numerico in modo da effettuare il calcolo con l’applicazione OpenSeesMP o OpenSeesSP in ragione del numero dei processori e della complessità del modello. Una volta generato il file di istruzioni in format .tcl con il codice OpenSTools, si procede all’esecuzione dell’analisi numerica. L’avvio dell’analisi su sistema HPC è possibile compilando il file con le istruzioni da assegnare in lettura al gestore delle risorse di calcolo, ovvero il software CondorHTC. Gli output dell’analisi sono successivamente post-processati con un software di *post-processing*, come ad esempio il software STKO (Petracca et al., 2017).

Con riferimento alla configurazione dell’applicazione sui sistemi HPC, secondo le *policy* di amministrazione del sistema (sistema CentOS 7), l’esecuzione dell’applicazione in parallelo è possibile solo tramite la programmazione di un *container singularity*. Un *container* deve essere pensato come un modo per raggruppare il software e tutto ciò di cui necessita per la corretta esecuzione, senza operare modifiche dei file di sistema. Le caratteristiche con cui deve essere eseguita l’applicazione in termini di processori e memoria vengono gestite mediante il sistema CondorHTC, il quale distribuisce tutti i processi di calcolo globali sul sistema HPC.

3. Validazione del framework di calcolo

Il framework di calcolo così sviluppato è stato validato attraverso dei semplici modelli numerici, i cui

risultati sono stati confrontati con quelli ottenuti mediante codici di comprovata validità, come ad esempio il software di calcolo commerciale PLAXIS 2D (Brinkgreve et al., 2022).

Un esempio è rappresentato dalla simulazione della propagazione monodimensionale delle onde sismiche con un modello 3D che riproduce la propagazione monodimensionale delle onde sismiche. Nello specifico, è stata implementata una colonna di terreno omogeneo di spessore 40 m, in assenza di acqua, discretizzata con elementi tipo 20_8_BrickUP. Il modello numerico è costituito da 319 elementi con un numero di nodi pari a 2421 (Fig. 1).

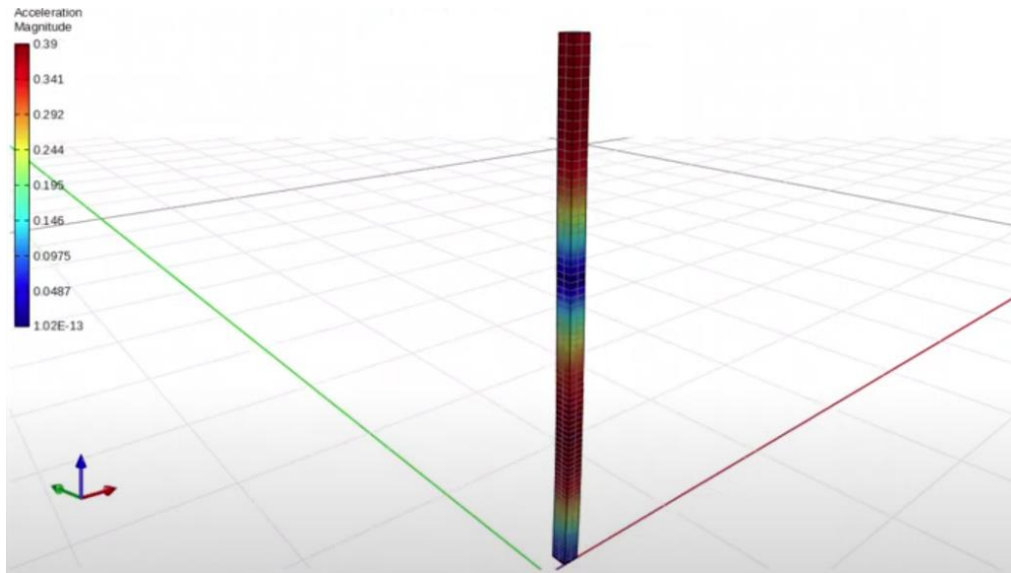


Fig. 1 Modello 3D di una colonna di terreno discretizzato con elementi 20_8_BrickUP per la simulazione della propagazione sismica monodimensionale (in rosso la direzione x, in verde la direzione y).

Nella fase dinamica, le condizioni al contorno consistono nel vincolare le facce di normale parallela alla direzione di applicazione del segnale sismico (direzione x nel caso in esame) a muoversi della stessa quantità con vincoli di tipo “tied-nodes”, mentre le facce di normale perpendicolare alla direzione di applicazione del moto (direzione y) sono libere di muoversi nella sola direzione x (condizione realizzata inserendo dei carrelli lungo x). Alla base della colonna è stata imposta la condizione di base deformabile (*compliant base*), realizzata assegnando contorni assorbenti mediante l’applicazione di smorzatori e applicando il diagramma delle velocità nel tempo del segnale di input (Fig. 2a). La risposta del terreno è stata simulata con un modello visco-elastico lineare, in cui i parametri sono γ pari a 19.32 kN/m³, V_s pari a 163.05 m/s e ν uguale a 0.3, mentre è stato introdotto uno smorzamento viscoso del 1% secondo la formulazione di Rayleigh (1945), assegnando α_R e β_R pari a, rispettivamente, 0.09558 e 0.7920E-03 (Laera & Brinkgreve, 2015; Amorosi et al., 2016).

I risultati dell’analisi sono stati confrontati con quelli ottenuti dal modello di una colonna 2D, avente la stessa altezza e larghezza, discretizzata con 400 elementi triangolari lineari a 6 nodi (per un numero complessivo di 2800 nodi) ed implementata nel software PLAXIS 2D. Il confronto, mostrato in Fig. 2b in termini di accelerazione nel tempo per un nodo in corrispondenza della estremità superiore della colonna, mette in evidenza il perfetto accordo tra i risultati delle due analisi, suggerendo la bontà della modellazione eseguita con il framework di calcolo proposto.

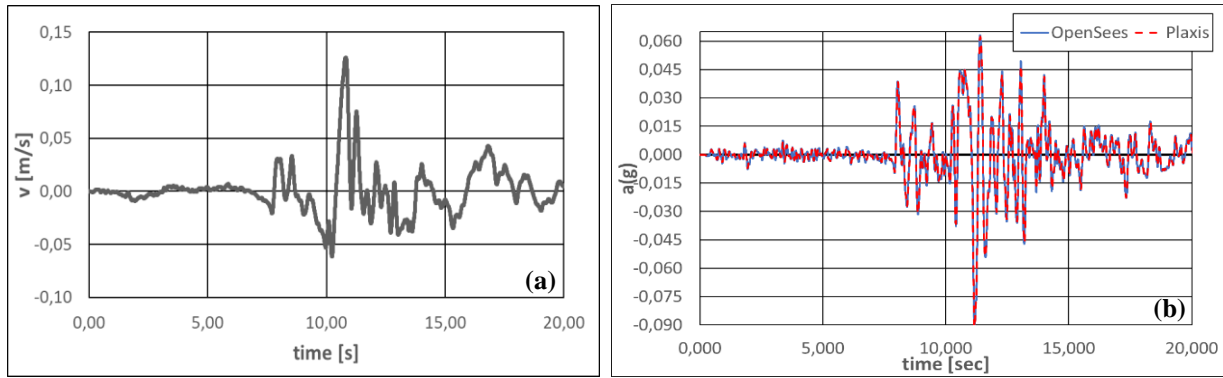


Fig. 2 (a) Velocigramma del segnale di input adottato nella simulazione; (b) confronto della risposta ottenuta con OpenSees e PLAXIS in termini di accelerogramma in superficie.

Adottando lo stesso flusso di lavoro, sono stati generati ed elaborati ulteriori modelli numerici bi- e tri-dimensionali, al solo fine di testare il codice per la generazione dei modelli e l'infrastruttura HPC per l'esecuzione di analisi di propagazione sismica in parallelo. Nello specifico, è stata eseguita un'analisi di propagazione sismica in un modello 2D di pendio visco-elastico lineare (Fig. 3a) costituito da 536 elementi 9_4_QuadUP con 2272 nodi, la cui esecuzione ha richiesto l'utilizzo di 35 CPU ed un tempo di calcolo di meno di 1 ora. Inoltre, è stato generato un modello 3D di pendio visco-elastico lineare (Fig. 3b) costituito da 31824 elementi 20_8_BrickUP con 139190 nodi, che ha richiesto l'uso di 60 CPU e un tempo di calcolo superiore a 8 ore. Infine, è stata eseguita un'analisi di risposta sismica locale di una colonna di 40 m, caratterizzata da 319 elementi 20_8_BrickUP per un numero complessivo di 2421 nodi, adottando il modello costitutivo avanzato PDMY implementato in OpenSees (Elgamel et al., 2002). Quest'ultima analisi ha richiesto l'uso di 50 CPU per un tempo di calcolo pari a pochi minuti.

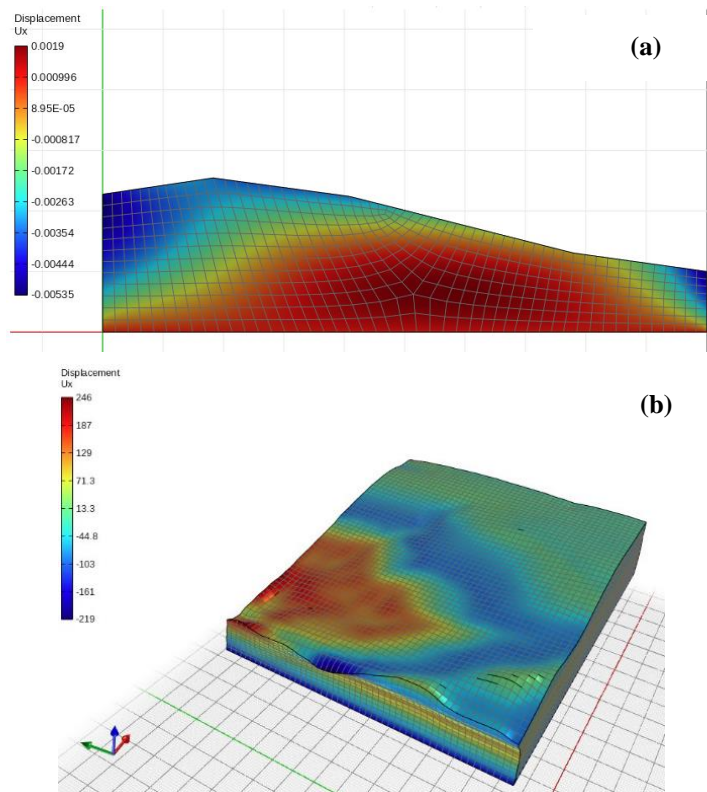


Fig. 3 (a) modello 2D visco-elastico lineare di un pendio; (b) modello 3D visco-elastico lineare di un pendio.

4. Conclusioni e sviluppi futuri della ricerca

Il lavoro illustra un framework di calcolo per la modellazione dei fenomeni di propagazione sismica nei terreni che fa uso di un sistema di calcolo HPC. Tale framework rappresenta un passo avanti nella modellazione HPC di problemi di natura dinamica. Nella nota sono descritti gli strumenti per lo sviluppo di modelli agli elementi finiti utilizzando esclusivamente software open-source. Inoltre, vengono illustrati l'uso di un pre-processor, OpenSTools, reso disponibile gratuitamente su piattaforma GitHub, in grado di impostare la *mesh* e le condizioni al contorno statiche e dinamiche dei modelli, e l'implementazione di fogli Jupyter-Notebook e codici Python per il *post-processing* attraverso software open-source o a licenza gratuita come GID.

Gli sviluppi futuri della ricerca comprendono: *i*) l'affinamento nella generazione di modelli 2D e 3D per lo studio della risposta sismica locale, che includano la stratificazione del sottosuolo, e la successiva validazione dei risultati, *ii*) la calibrazione e l'uso di modelli costitutivi avanzati multi-superficie per tener conto in maniera più realistica della risposta ciclica dei terreni (Elia & Rouainia, 2016), *iii*) l'ulteriore sviluppo del codice OpenSTools secondo tecniche di calcolo parallelo.

Bibliografia

- Amorosi A., Boldini D., di Lernia A. (2016), Seismic ground response at Lotung: Hysteretic elasto-plastic-based 3D analyses. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 85, 44-61.
- Brinkgreve R., Kumaraswamy S., Swolfs W. (2022), PLAXIS 2D Connect Edition V22.1, Reference manual, Bentley.
- Cavallo G. (2024), OpenSTools - A python code to pre-process the finite element models in the OpenSees and OpenSeesSP software (<https://zenodo.org/records/11528785>).
- Coll A., Ribó R., Pasenau M., Escolano E., Perez J.S., Melendo A., Monros A., Gárate, J. (2018), GiD v.14 Reference Manual.
- Elgamal A., Yang Z., Parra E. (2002), Computational modeling of cyclic mobility and post-liquefaction site response. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 22, 259-271.
- Elia G., Rouainia M. (2016), Investigating the cyclic behaviour of clays using a kinematic hardening soil model. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 88, 399-411.
- Laera A., Brinkgreve R.B.J. (2015), Ground response analysis in PLAXIS 2D. Plaxis BV.
- Lokke A., Chopra A.K. (2017), Direct finite element method for nonlinear analysis of semi-unbounded dam-water-foundation rock systems. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 46, 1267-1285.
- Lysmer J., Kuhlemeyer R. (1969), Finite dynamic model for infinite media. *Journal of the Engineering Mechanics Division*, 95, 859-877.
- McKenna F., Fenves G.L., Scott M.H. (2000), Open System for Earthquake Engineering Simulation. Pacific Earthquake Engineering Research Center, Univ. of California, Berkeley, CA.
- Petracca M., Candeloro F., Camata G. (2017), STKO user manual. ASDEA Software Technology, Pescara, Italy.
- Rayleigh L. (1945), *Theory of sound*, vol. 2. New York: Dover.
- Van Rossum G. (2007), Python programming language. In: *USENIX Annual Technical Conference*, 1-36.
- Yang Z., Lu J., Elgamal A. (2008), OpenSees soil models and solid-fluid fully coupled elements. *User's Manual*.
- Zienkiewicz O.C., Shiomi T. (1984), Dynamic behavior of saturated porous media: the generalized Biot formulation and its numerical solution. *International Journal for Numerical Methods in Geomechanics*, 8, 71-96.



IMPORTANZA DI INTERAZIONE DINAMICA TERRENO-FONDAZIONE STRUTTURA PER EDIFICI IN MURATURA

Luca de Sanctis

*Università degli Studi di Napoli Parthenope
luca.desanctis@uniparthenope.it*

Raffaele Di Laora

*Università della Campania Luigi Vanvitelli
raffaele.dilaora@unicampania.it*

Maria Iovino

*Università degli Studi di Napoli Parthenope
maria.iovino@uniparthenope.it*

Rosa Maria Stefania Maiorano

*Università degli Studi di Napoli Parthenope
rossella.maiorano@uniparthenope.it*

Sommario

La diffusione della cultura Geotecnica in Ingegneria sismica ha generato grande consapevolezza nella comunità tecnico-scientifica in Italia dell'importanza dell'interazione terreno-fondazione-struttura. Nella maggioranza dei casi l'interazione conduce a una riduzione della domanda, soprattutto per gli edifici in muratura, e ciò ha legittimato a lungo la scelta del modello di edificio a base fissa. A fronte di risorse per la mitigazione del rischio sismico molto limitate, questo approccio, tuttavia, non è più sostenibile. In aggiunta, l'interazione con il terreno in alcuni casi può comportare un peggioramento della prestazione dell'edificio. I meccanismi di interazione terreno-fondazione-struttura negli edifici in muratura sono straordinariamente complessi, al punto che è ancora in discussione quale sia nel caso di specie il sistema di fondazione, che, giova ricordarlo, fa parte del sistema sismo-resistente dell'edificio con il rango di elemento primario. Nella logica in cui si prevede di includere gli effetti di interazione mediante l'aggiunta alla base di ciascun pannello murario di un modello visco-elastico multi-assiale, è possibile con semplici passaggi convertire l'edificio con base deformabile nel modello surrogato di oscillatore con funzioni di impedenza, e quantificare così la rilevanza degli effetti di interazione. Nella nota si illustra un esempio di applicazione di questa strategia a un edificio in muratura rappresentativo di una specifica classe tipologica in un sito di pericolosità sismica intermedia.

1. Introduzione

La bozza più recente dell'Eurocodice 8 parte 1 prevede che il modello di analisi della struttura comprenda l'interazione con la fondazione nei casi in cui questa possa comportare un peggioramento della domanda sismica. Laddove invece la deformabilità della fondazione ha un effetto favorevole, è

lecito includere il modello d'interazione nell'analisi della struttura, ma questo deve essere stabilito con criteri cautelativi. Nella maggioranza dei casi si pone dunque la questione di stabilire in che modo l'interazione possa modificare la domanda sismica nella struttura. Dal punto di vista logico, a ciò si può rispondere soltanto a-posteriori, e cioè dopo aver confrontato la risposta del sistema a base fissa con quella del modello interattivo. Esiste perciò il rischio fondato che lo sforzo compiuto per includere nel modello di analisi l'interazione con la fondazione si dimostri del tutto vano. È dunque opportuno fare riferimento ad uno strumento di analisi speditivo, sia pure semplificato, in grado di stabilire la rilevanza degli effetti di interazione. In tal senso, è ragionevole utilizzare i cosiddetti modelli surrogati, fra cui il modello di Parmalee (1967). Si tratta di uno SDOF su un vincolo visco-elastico, con proprietà che dipendono dalla frequenza di eccitazione. In tal modo si tiene conto della risposta multi-modale del sistema fondazione-terreno e della capacità della stessa di dissipare energia per radiazione. L'approccio è largamente diffuso in letteratura per i sistemi con fondazione a platea, in cui la fondazione stessa è idealizzata con un unico macro-modello visco-elastico multi-assiale (Gazetas 1984; Makris et al. 1996). Ad esso fanno esplicito riferimento anche le più recenti FEMA (2020). Nel caso di edifici storici in muratura (Lagomarsino et al. 2020), si pone innanzitutto il problema della definizione del sistema di fondazione. La trave di fondazione è in genere costituita da un modesto allargamento dei pannelli murari, sicché la sua rigidità flessionale è trascurabile rispetto a quella dei maschi murari. La fondazione si può dunque assimilare ad un sistema di elementi che vibrano in modo indipendente in senso verticale, interconnessi da un vincolo cinematico sugli spostamenti orizzontali. In via approssimata, si può supporre che la rigidità della struttura sia tale che la deformata della fondazione sia un atto di moto rigido. In questa ipotesi, le funzioni di impedenza locali si possono condensare in un solo vincolo visco-elastico e studiare la risposta dinamica dell'edificio su fondazione deformabile con il modello di Parmalee. Malgrado queste semplificazioni, il modello con impedenza equivalente si può considerare sufficientemente approssimato per lo scopo per cui è stato concepito, e cioè stabilire la rilevanza degli effetti di interazione. Esso richiede in ogni caso che siano definite le funzioni di impedenza delle fondazioni dei pannelli.

In questa nota si mostra un'applicazione del modello surrogato così definito al caso di studio di un edificio storico in muratura in un sito di pericolosità sismica moderatamente elevata. Le analisi sono svolte nella logica dei metodi a strisce (Baker, 2013), in cui i segnali sono raggruppati secondo livelli di intensità del terremoto ordinati in funzione dell'accelerazione spettrale di riferimento ($IML = Intensity Measure Level$). Questi sono selezionati mediante il criterio dello Spettro Condizionato e cioè condizionando il passaggio delle funzioni spettrali in corrispondenza del periodo del primo modo per l'accelerazione dello spettro a pericolosità sismica uniforme. Si considerano 10 livelli di intensità (da IML1 a IML10), e per ognuno di essi 20 segnali bi-componente selezionati su sottosuolo A, ciascuno scalato in modo tale che la condizione di passaggio sia soddisfatta dalla componente con la massima accelerazione di picco. Benché concepito per la costruzione delle curve di fragilità, questo approccio si presta molto bene alla trattazione statistica dei risultati anche nel caso di modello visco-elastico.

2. Caso di studio

2.1 Edificio di riferimento e proprietà del terreno

L'edificio oggetto di studio è un caso rappresentativo di una classe di edifici in muratura di tufo costruiti nella zona orientale di Napoli alla fine dell'800 (Fig. 1). È stata ipotizzata la realizzazione di interventi di consolidamento limitati ai solai e concepiti secondo le prescrizioni all'epoca vigenti per la riparazione degli edifici danneggiati dal terremoto dell'Irpinia (Decreto Ministeriale 2 luglio 1981). La fondazione per questa tipologia di edificio è in genere un allargamento dei maschi portanti del primo livello e si sviluppa in modo continuo. Nella fattispecie è stata ipotizzata una fondazione di larghezza 90 cm, altezza 1 m e profondità del piano di posa di 1,5 m. In linea con la classe di edifici anzidetta, si è fatto riferimento al sottosuolo della Stazione Garibaldi della Linea 1 della Metropolitana di Napoli (Viggiani & de Sanctis 2009). Esso è costituito da riporti, pozzolane e sabbie fino a 29 m ove è presente un banco di Tufo Giallo

Napoletano. Per le finalità di questa nota il sottosuolo è assimilato ad una successione di strati orizzontali, come mostrato nella figura 1, in cui è rappresentato il profilo di velocità V_s desunto da prove N_{SPT} . I periodi di oscillazione e le masse partecipanti dei modi principali del sistema a base fissa sono riassunte in Tab. 1.

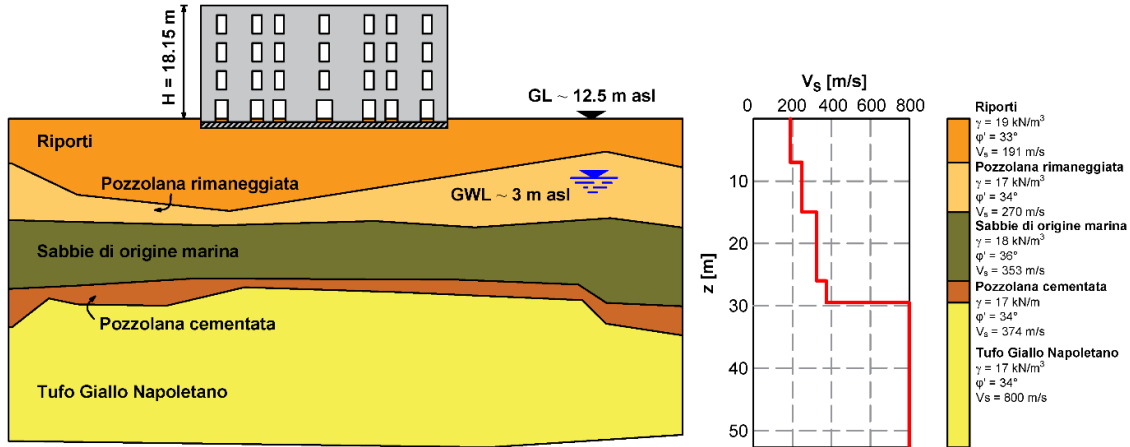


Fig. 1. Stratigrafia e proprietà dei terreni

Tabella 1. Periodi di oscillazione e masse partecipanti dei modi prevalenti flessionali nelle due direzioni

	X [modo 1]	Y [modo 1]	X [modo 2]	Y [modo 2]
T [s]	0.203	0.323	0.084	0.11
M [%]	81	76	9	19

2.2 Analisi di risposta sismica locale

L'analisi di Risposta Sismica Locale è svolta con approccio Lineare Equivalente mediante il codice Strata (Kottke & Rathje 2008). A tal fine si è fatto riferimento alle curve di decadimento e di variazione dello smorzamento di letteratura per i terreni piroclastici e di origine alluvionale nel Centro Direzionale di Napoli (Vinale 1988). Per lo scopo della nota si considerano i livelli di terremoto IML2-4-6. Per ciascuno di essi sono stati dunque definiti i profili medi del modulo di taglio e del rapporto di smorzamento mobilitati dal passaggio delle onde sismiche. Nella Fig. 2, oltre ai profili anzidetti, sono rappresentati gli andamenti delle τ medie mobilitate, che sono compatibili con i valori limite per tutti i livelli di PGA considerati.

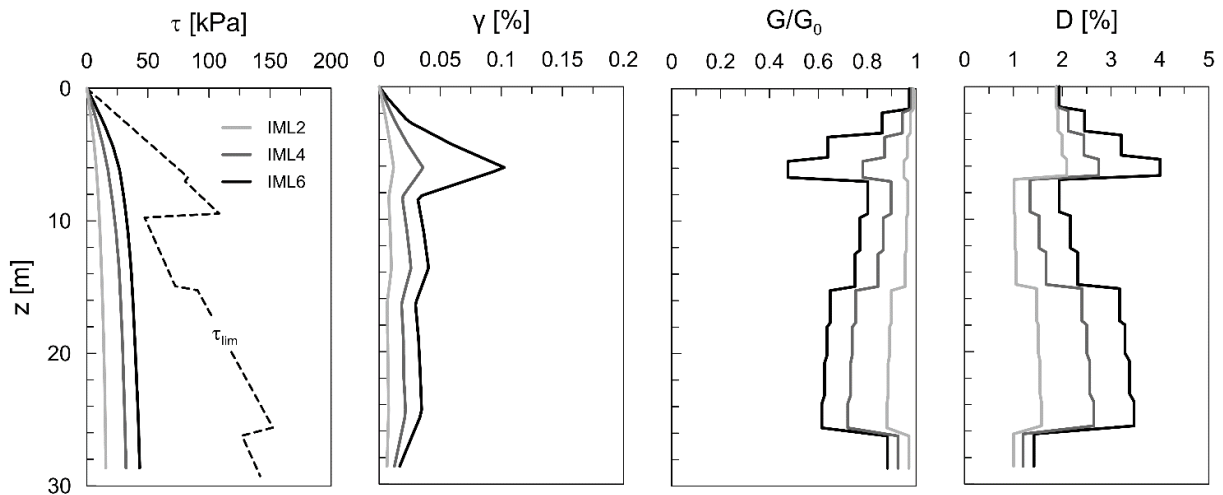


Fig. 2. Risultati delle analisi di risposta sismica locali.

2.3 Impedenza dinamica del sistema di fondazione

In linea con le indicazioni di Kausel (1976) e della più recente bozza di Eurocodice 8 parte 5 (FprEN1998-5:2023), le funzioni di impedenza sono state valutate con i profili medi di Fig. 2. Le analisi dinamiche sono state svolte con il codice Dynamat 3.0 (Ensoft 2017), basato sul ‘consistency boundary matrix method’ (Blaney et al. 1976), un approccio ibrido nel quale la risposta del sistema fondazione-terreno nelle due direzioni è valutata in modo disaccoppiato, con il metodo FEM in direzione verticale e con funzioni di campo in direzione orizzontale. Nella Fig. 3, a titolo esemplificativo, sono rappresentate le funzioni di impedenza traslazionali e rotazionali della fondazione di un pannello murario per il livello IML2. Si noti che l’ascissa del punto di minimo della parte reale dell’impedenza verticale, K_{tzi} , coincide con la frequenza del primo modo in direzione verticale del sottosuolo. Allo stesso modo, i minimi locali delle due impedenze orizzontali, K_{txi} e K_{tyi} , corrispondono alle frequenze dei modi di vibrare del sottosuolo in direzione orizzontale. Degna di nota, infine, è la sostanziale indipendenza dalla frequenza della parte reale dell’impedenza rotazionale.

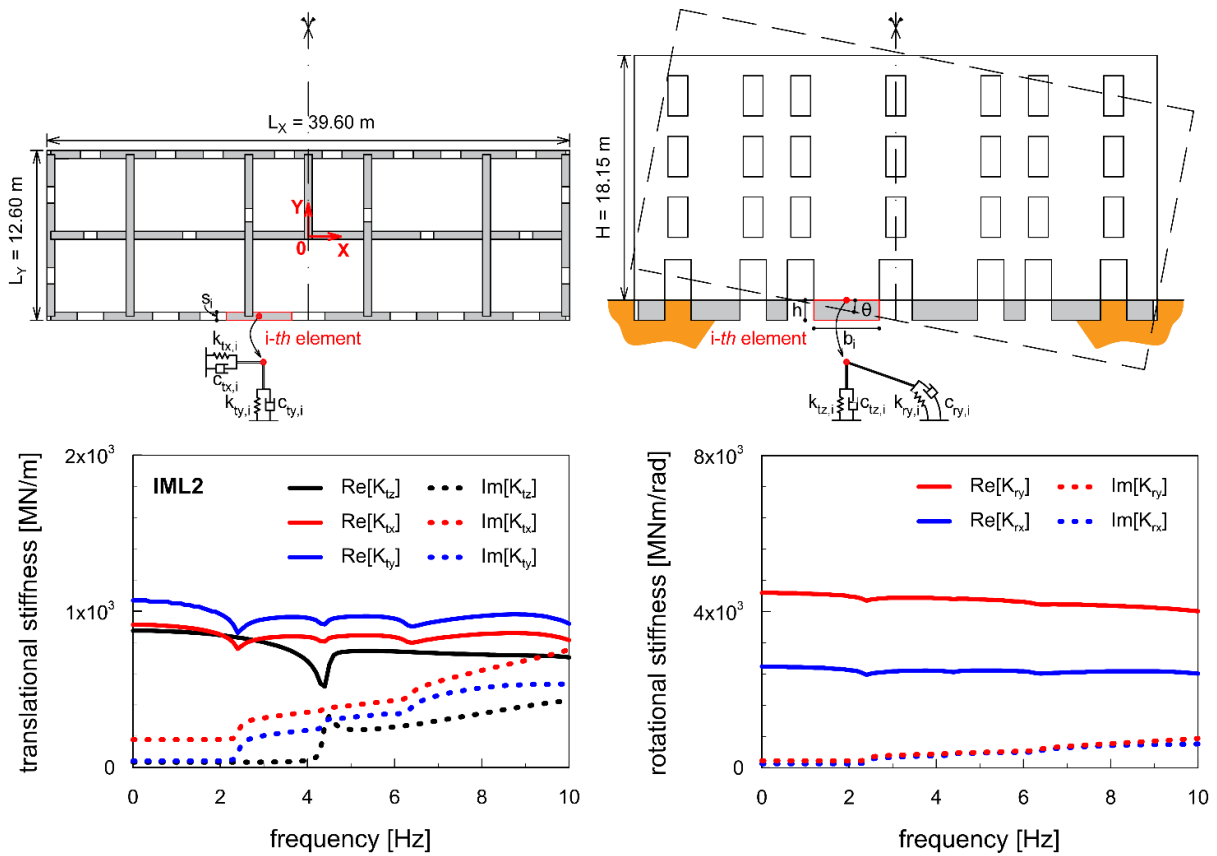


Fig. 3. Impedenze locali della fondazione di un pannello

Il sistema di impedenze distribuite, come si è detto, si può condensare in una sola funzione di impedenza, rappresentativa della deformabilità del sistema fondazione-terreno nel suo complesso. Si pone a tal fine

$$\begin{aligned}
 K_{tx} &= \sum_i K_{txi} \\
 K_{ty} &= \sum_i K_{tyi} \\
 K_{ry} &= \sum_i K_{ryi} + \sum_i K_{tzi} \cdot (x_i - x_G)^2 \\
 K_{rx} &= \sum_i K_{rxi} + \sum_i K_{tzi} \cdot (y_i - y_G)^2
 \end{aligned} \tag{1}$$

dove $[x_G, y_G]$ sono le coordinate nel piano orizzontale del centro di massa dell’edificio, $[K_{txi}, K_{tyi}, K_{tzi}]$ le impedenze traslazionali della fondazione del pannello i -esimo lungo $[x, y, z]$ e $[K_{ryi}, K_{rxi}]$ le impedenze rotazionali locali intorno ad $[y, x]$. Gli andamenti delle funzioni di impedenza equivalenti sono

rappresentati in Fig. 4. Si nota innanzitutto che le impedenze orizzontali sono sostanzialmente coincidenti. L'impedenza rotazionale K_{ry} , invece, differisce in modo sostanziale da K_{rx} . In altre parole, la fondazione è molto più deformabile nella direzione debole.

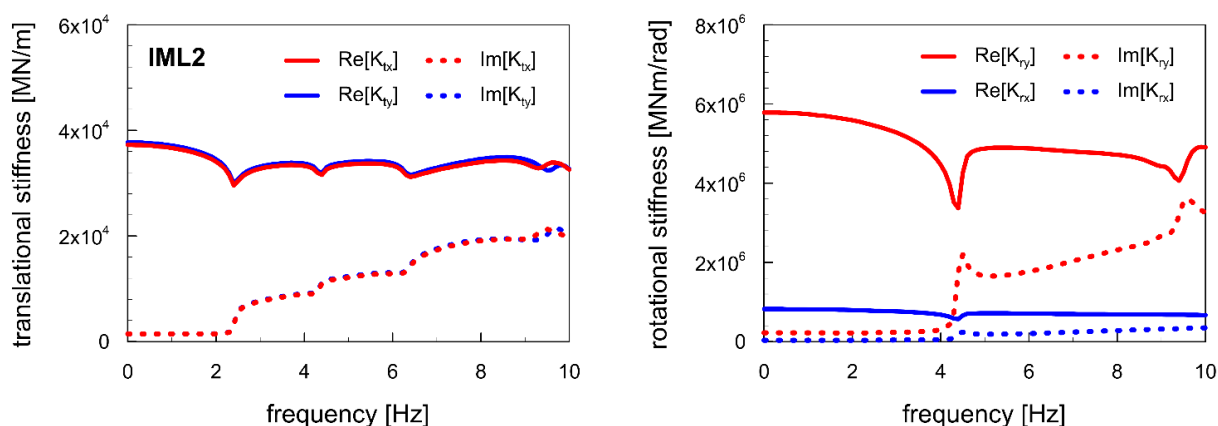


Fig. 4. Funzioni di impedenza del sistema equivalente

3. Analisi dinamiche con il modello di oscillatore accoppiato

Un oscillatore semplice di massa m con rigidità complessa (k, c) su un sistema fondazione-terreno deformabile con rigidità complessa $k_{fc} = (k_f, c_f)$ può essere visto come una massa collegata a due molle complesse in serie. La funzione di trasferimento di questo sistema si può scrivere come:

$$\tilde{H}(\omega) = \frac{1}{\tilde{k} - m\omega^2 + j\omega\tilde{c}} = \frac{1}{\tilde{k}_c - m\omega^2} \quad (2)$$

dove (\tilde{k}, \tilde{c}) sono le proprietà del sistema interattivo. Siccome (k_f, c_f) dipendono dalla frequenza, anche le proprietà del sistema interattivo sono funzioni della frequenza di eccitazione. La risposta del sistema interattivo può essere valutata in modo accoppiato, e cioè mediante la funzione di trasferimento (2), tenendo conto dunque in modo continuo della dipendenza della funzione di impedenza della fondazione dalla frequenza (Parmalee 1967), oppure attraverso il modello di oscillatore semplice equivalente. A tal riguardo, nella Tab. 2 si riassumono i valori del periodo allungato e dello smorzamento apparante nelle direzioni X e Y per IML2-4-6. Si noti che lo smorzamento apparante nella direzione Y è leggermente inferiore allo smorzamento strutturale per i livelli IML2-4.

Tabella 2. Proprietà dell'oscillatore equivalente

	IML2		IML4		IML6	
direction	X	Y	X	Y	X	Y
\tilde{T} [s]	0.217	0.323	0.218	0.327	0.220	0.334
$\tilde{\zeta}$	0.067	0.047	0.067	0.048	0.071	0.052

Al fine di quantificare gli effetti di interazione sulla risposta dinamica del modello surrogato, si assume quale indicatore della domanda sismica lo spostamento relativo della massa partecipante al primo modo rispetto alla base. Nella Fig. 5 è mostrato il confronto per i terremoti dei livelli IML 2-4-6 fra la risposta del sistema a base fissa e quella sistema a base deformabile, entrambe valutate con l'approccio accoppiato. Le analisi svolte con il modello di oscillatore equivalente danno luogo a valori dello spostamento relativo che non si distinguono da quelli ottenuti con il modello accoppiato. Si nota in primo luogo una significativa dispersione dei dati, che discende dalla variabilità degli spettri dei segnali nell'intorno del periodo del primo modo. I punti in scala bi-logaritmica orbitano intorno alla bisettrice del primo e terzo quadrante, con una chiara tendenza a disporsi al di sotto di questa, e sono compresi nella fascia $\pm 50\%$. Nella Tab. 3 sono riassunti i valori della media e della deviazione standard del

rapporto fra spostamento del sistema a base deformabile e spostamento del sistema a base fissa. Gli effetti di interazione sono molto pronunciati nella direzione Y per IML4. In estrema sintesi, è molto opportuno che il modello di analisi della struttura, qualunque esso sia, comprenda l'interazione con il sistema terreno-fondazione.

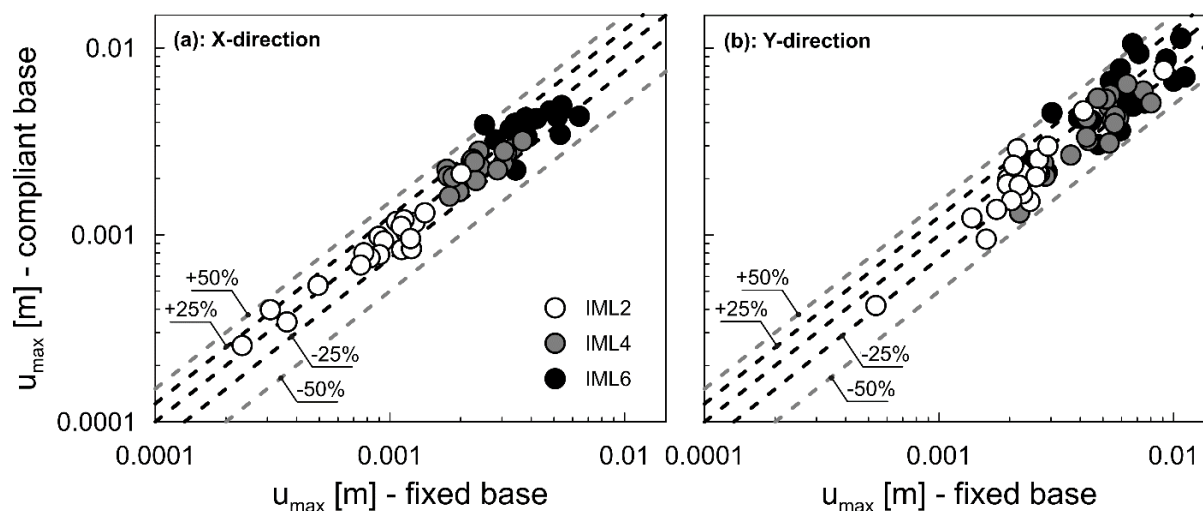


Figura 5. Spostamenti relativi dei sistemi a base fissa e a base deformabile per i segnali di IML 2-4-6

Tabella 3. Media e deviazione standard del rapporto fra spostamenti relativi

Direzione	IML2		IML4		IML6	
	X	Y	X	Y	X	Y
μ	0.969	0.889	0.993	0.827	0.980	0.965
σ	0.141	0.181	0.147	0.161	0.208	0.301

4. Discussione

L'analisi dell'oscillatore equivalente o del modello surrogato accoppiato è indubbiamente molto agevole. Al contrario, la valutazione delle funzioni di impedenza locale appare piuttosto laboriosa e per certi aspetti ingiustificata per il modello di oscillatore equivalente, che ha la sola finalità di stabilire la rilevanza degli effetti di interazione. Tuttavia, gli andamenti delle funzioni di impedenza traslazionali delle fondazioni dei pannelli, in direzione sia verticale che orizzontale, sono molto simili fra loro, con i minimi locali posti in corrispondenza delle frequenze di risonanza del sottosuolo. La rigidità rotazionale invece è sostanzialmente indipendente dalla frequenza. Un prossimo sforzo di ricerca sarà quello di capire se è possibile attraverso un fattore di scala opportunamente calibrato definire l'impedenza di un pannello qualunque una volta nota l'impedenza di un pannello di riferimento, limitando dunque l'analisi dinamica alla fondazione di un solo elemento. Altro aspetto che necessita di ulteriori approfondimenti è l'interferenza fra le onde emesse da fondazioni contigue, cui fa riferimento ad esempio il recente documento di Linee Guida FEMA.

Ringraziamenti

Questo studio è stato sviluppato nell'ambito delle attività del progetto di ricerca ReLUIIS-DPC 2022–2024 WP3 'Affidabilità sismica delle Strutture' e WP16 'Geotecnica – Contributi Normativi'.

Bibliografia

- Baker, J. W. (2015). Efficient analytical fragility function fitting using dynamic structural analysis. *Earthquake Spectra*, 31(1), 579-599.
- Blaney, G. W. Kausel, E. & Roesset, JM (1976). Dynamic stiffness of piles. In *Proceedings of the 2nd International Conference on Numerical Methods in Geomechanics*, Blacksburg, Virginia.

- Decreto del Ministero dei lavori pubblici 2 luglio 1981. Normativa per le riparazioni ed il rafforzamento degli edifici danneggiati dal sisma nelle regioni Basilicata, Campania e Puglia (G.U. 21 luglio 1981, n. 198 supplemento).
- EN 1998-5:2004 - Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance Part 5: Foundations, retaining structures and geotechnical aspects
- Ensoft (2017). Dynamat 3.0. A program for the analysis of mat foundations under dynamic loading, Austin, Texas, USA, Ensoft Inc.
- Gazetas, G. (1984). Seismic response of end-bearing single piles. *International Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 3(2), 82-93.
- Kausel, E., Christian, J. T., & Roesset, J. M. (1976). Nonlinear behavior in soil-structure interaction. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 102(11), 1159-1170.
- Kottke AR & Rathje EM (2008). Strata. <https://www.geoengineer.org/software/101-Strata>.
- Lagomarsino, S., Marino, S., & Cattari, S. (2020). Linear static procedures for the seismic assessment of masonry buildings: Open issues in the new generation of European codes. In *Structures* (Vol. 26, pp. 427-440). Elsevier.
- Makris, N., Gazetas, G., & Delis, E. (1996). Dynamic soil-pile-foundation-structure interaction: records and predictions. *Géotechnique*, 46(1), 33-50.
- Parmelee, R. A. (1967). Building-foundation interaction effects. *Journal of the Engineering Mechanics Division*, 93(2), 131-152.
- Viggiani, G. M. B., & de Sanctis, L. (2009). Geotechnical aspects of underground railway construction in the urban environment: the examples of Rome and Naples. *Geological Society, London, Engineering Geology Special Publications*, 22(1), 215-240.
- Vinale, F. (1988). Microzonazione sismica di un'area campione di Napoli. *Rivista Italiana di Geotecnica*, 22(3), 141-162.



DEFINIZIONE DEI FATTORI DI AMPLIFICAZIONE TOPOGRAFICA MEDIANTE TECNICHE DI INTELLIGENZA ARTIFICIALE

Francesco Di Buccio

*Università degli Studi "G. d'Annunzio" Chieti-Pescara
francesco.dibuccio@unich.it*

Alessandro Pagliaroli

*Università degli Studi "G. d'Annunzio" Chieti-Pescara
alessandro.pagliaroli@unich.it*

Alessia Amelio

*Università degli Studi "G. d'Annunzio" Chieti-Pescara
alessia.amelio@unich.it*

Lorena Selvaggi

*Università degli Studi "G. d'Annunzio" Chieti-Pescara
lorena.selvaggi@studenti.unich.it*

Sommario

L'Intelligenza Artificiale sta trasformando l'ingegneria geotecnica grazie alla sua capacità di gestire grandi quantità di dati e di simulare processi decisionali complessi. Questo studio si concentra sulla determinazione del fattore di amplificazione topografica mediante tecniche di Machine Learning, offrendo un metodo alternativo alle tradizionali analisi numeriche bidimensionali e monodimensionali. Utilizzando un dataset che comprende analisi numeriche 2D di rilievi isolati è stato addestrato un modello di regressione per prevedere il fattore di amplificazione topografica in corrispondenza di differenti valori del periodo. I risultati ottenuti sono promettenti, con i modelli che mostrano una buona capacità predittiva. Il principale vantaggio di questo approccio risiede nella capacità di ottenere il fattore di amplificazione sulla base della conoscenza di semplici dati geometrici e meccanici del sito, nonché di informazioni relative all'input sismico, senza la necessità di eseguire analisi numeriche complesse, risparmiando tempo e risorse. Nonostante i risultati positivi, questo studio rappresenta un lavoro preliminare con un dataset ridotto e non propone una soluzione definitiva. È necessario ampliare il dataset permettendo di ottenere una migliore accuratezza dei modelli esistenti e/o di utilizzare tecniche più avanzate come il Deep Learning, che richiedono una quantità significativa di dati per essere efficaci.

1. Introduzione

L'Intelligenza Artificiale (IA) sta trasformando vari settori tecnologici, inclusa l'Ingegneria Geotecnica, grazie alla sua capacità di gestire grandi quantità di dati e di simulare processi decisionali complessi. Negli ultimi trent'anni, l'adozione di tecniche di IA nel campo della geotecnica è cresciuta esponenzialmente, portando a significativi progressi nella previsione e nell'analisi di fenomeni

geotecnici. Una delle principali ragioni del successo dell'IA in geotecnica è la sua abilità nel modellare relazioni non lineari che caratterizzano molti processi naturali. Le reti neurali e altre tecniche di machine learning possono prevedere comportamenti complessi del terreno, ottenendo risultati più accurati rispetto ai metodi tradizionali (Baghbani et al., 2022).

Questo studio si concentra sulla definizione dei fattori di amplificazione topografica mediante tecniche di IA, contribuendo al miglioramento delle previsioni e alla mitigazione dei rischi sismici. Numerosi studi hanno dimostrato l'efficacia dell'IA nell'analisi della risposta sismica dei siti. Ad esempio, Park e Lee (2024) hanno sviluppato modelli predittivi basati sul Machine Learning (ML) per l'amplificazione del sito in aree con rocce superficiali, mostrando notevoli miglioramenti nelle previsioni rispetto ai metodi convenzionali. Tobita e Taniguchi (2024) hanno utilizzato tecniche di ML per l'identificazione dei siti basata sul rapporto spettrale H/V, evidenziando l'accuratezza e l'efficienza di questi approcci. Derras et al. (2020) hanno studiato come la risposta del sito ai terremoti può cambiare in modo non lineare, utilizzando reti neurali artificiali per analizzare diversi parametri del moto del suolo e caratteristiche rappresentative del sito.

Con il continuo avanzamento delle tecniche di IA e l'accumulo di una crescente mole di dati, il ruolo dell'IA nella geotecnica è destinato a espandersi ulteriormente, aprendo nuove frontiere per la ricerca e l'applicazione pratica.

Osservazioni macrosismiche, studi sperimentali, analitici e numerici mostrano che la topografia è responsabile di modifiche del moto sismico (Pagliaroli et al., 2011) che possono incrementare in maniera non trascurabile il rischio sismico di numerosi paesi edificati in corrispondenza di creste topografiche in area mediterranea. In particolare, infatti, il moto tende ad essere amplificato alle creste di pendii e rilievi isolati e deamplificato al fondo di canyon o al piede dei versanti. La stima quantitativa degli effetti topografici è complicata a causa dell'accoppiamento con gli effetti stratigrafici nei rilievi eterogenei e la difficoltà di trovare un'adeguata stazione di riferimento negli studi sperimentali. Tale criticità si riflette nelle normative sismiche dove gli effetti topografici sono introdotti in maniera semplificata attraverso un fattore di aggravio che tiene conto unicamente del tipo di morfologia (attraverso categorie topografiche) e scala in maniera uniforme lo spettro di risposta contro le evidenze di letteratura che indicano che gli effetti topografici dipendono dal campo di periodo considerato: sono infatti modificate le frequenze che corrispondono a lunghezze d'onda incidenti comparabili con la dimensione del rilievo alla base, ovvero la massima amplificazione tende a concentrarsi in corrispondenza della frequenza di risonanza bidimensionale del rilievo (Paolucci, 2002).

In questo lavoro un modello ML è stato addestrato per prevedere il fattore di amplificazione su rilievi isolati eterogenei caratterizzati da diverse situazioni geometriche, geotecniche e di input applicato, allo scopo di definire fattori di aggravio topografico in cresta come funzione dei vari parametri influenti (geometria, caratteristiche meccaniche, parametri del moto sismico di input). Lo scopo è quello di definire semplici modelli utili per proposte normative o da utilizzare negli studi di Microzonazione Sismica laddove non sia possibile, per mancanza di dati di dettaglio, eseguire modellazioni numeriche bidimensionali.

2. Dataset

Il dataset considerato in questo lavoro comprende 18 rilievi isolati, come riportato nella tabella 1. Per ogni sito sono stati definiti l'altezza (H), la semilarghezza (L), il rapporto H/L, la velocità delle onde di taglio equivalente ($V_{s,eq}$) calcolata sull'altezza H e la velocità delle onde di taglio nei primi 30 metri di profondità ($V_{s,30}$), come illustrato in figura 1. Per ogni rilievo sono state eseguite analisi 2D e un'analisi 1D in corrispondenza del nodo cresta. Per ciascun rilievo sono stati applicati dai 7 ai 10 accelerogrammi di input, per i quali, per differenti periodi ($T=0.0s$, $T=0.3s$, $T=0.5s$, $T=1.0s$, $T=2.0s$), è stato calcolato il fattore di amplificazione topografica o di "aggravio topografico" (AT) come rapporto tra i valori dell'accelerazione spettrale forniti dalle analisi 2D (che tengono conto degli effetti stratigrafici e topografici) e quelli delle analisi 1D, che invece considerano esclusivamente l'amplificazione

stratigrafica. Come si può notare dalla figura 1, il dataset comprende valori di velocità delle onde di taglio equivalenti che variano da 400 m/s a 1000 m/s (Fig. 1c, 1d) e di accelerazione di picco in input (PGA) da 0.03 g a 0.6 g (Fig. 1b). Si evidenzia invece un gap nei valori del rapporto H/L tra 0.5 e 0.7 (Fig. 1a). Oltre ai dati geometrici e relativi alle proprietà meccaniche medie rappresentative della stratigrafia sottostante, per ogni caso analizzato sono stati definiti anche i parametri rappresentativi dell'input sismico utilizzati nelle analisi numeriche. In particolare, per ogni singolo accelerogramma sono stati definiti il periodo medio (T_m), la accelerazione massima (PGA) e la pseudo-accelerazione in input per i diversi valori di periodo ($T=0.0s$, $T=0.3s$, $T=0.5s$, $T=1.0s$, $T=2.0s$). A partire da tali parametri, sono stati determinati la frequenza media (f_m) come inverso del periodo medio, la lunghezza d'onda media incidente calcolata come rapporto tra la $V_{s,eq}$ in asse rilievo (λ_m) e la frequenza media (f_m), e il rapporto tra la larghezza del rilievo alla base e la lunghezza d'onda media ($2L/\lambda_m$).

Tab. 1. Caratteristiche geometriche e meccaniche dei 18 rilievi isolati analizzati: H, L, H/L, $V_{s,eq}$ e $V_{s,30}$.

#	siti	H [m]	L [m]	H/L	$V_{s,eq}$ [m/s]	$V_{s,30}$ [m/s]
1	NICASTRO SEZ.T1	57.65	115.60	0.50	970.04	900.00
2	NICASTRO SEZ.T2	51.55	71.40	0.72	1064.41	992.65
3	CELLENO	106.25	420.10	0.25	538.58	407.38
4	CAMPOTOSTO	75.75	104.25	0.73	675.30	489.08
5	AMATRICE	71.90	257.90	0.28	675.84	486.49
6	CIVITELLA D.T. SEZ.AA	166.45	901.50	0.19	787.34	734.46
7	CIVITELLA D.T. SEZ.BB	151.00	466.35	0.32	785.18	730.59
8	FIVIZZANO	189.10	391.15	0.48	1370.03	862.15
9	ROMA GIANICOLO	39.25	231.60	0.17	577.40	586.41
10	ROMA CAMPIDOGLIO	30.65	205.85	0.15	397.58	409.26
11	TOSSICIA	33.70	111.15	0.30	414.51	371.00
12	CASTEL CASTAGNA	102.55	317.45	0.32	731.52	503.55
13	CORTINO	66.65	233.00	0.29	1067.26	955.70
14	COMIGNANO	57.80	260.95	0.22	839.25	789.85
15	FARINDOLA	111.60	492.55	0.23	669.87	375.00
16	MONTORIO AL VOMANO	43.70	161.30	0.27	635.26	580.66
17	WELLINGTON	121.20	256.40	0.47	897.29	748.64
18	ARQUATA DEL TRONTO	93.10	122.70	0.76	958.48	881.49

3. Metodologia

Per prevedere il fattore di amplificazione topografica (AT), è stato addestrato un modello ML, il Gradient Boosting, un algoritmo di ensemble learning molto efficace in svariati contesti, utilizzando la libreria scikit-learn in Python. Il concetto fondamentale del Gradient Boosting (Mienye e Sun, 2022) è quello di aggiungere modelli in modo sequenziale all'ensemble. Si inizia con un modello debole (come un albero di regressione con pochi split) e si migliorano le prestazioni aggiungendo nuovi alberi che correggono gli errori maggiori del modello precedente. In pratica, ogni nuovo albero si concentra sulle istanze dei dati di addestramento dove il modello precedente ha commesso gli errori più grandi. L'obiettivo generale è modificare gradualmente i parametri del modello per ridurre al minimo la funzione di errore. Gli input del modello includono i parametri geometrici e meccanici descritti nella sezione precedente, per un totale di 1972 casi. Invece di addestrare un unico modello per tutti i casi, sono stati addestrati cinque modelli differenti, uno per ciascun periodo considerato ($T=0.0s$, $T=0.3s$, $T=0.5s$, $T=1.0s$, $T=2.0s$). Per ogni sottoinsieme del dataset, i dati sono stati suddivisi in un set di addestramento (80% dei dati) e un set di test (20% dei dati). Per ottimizzare il modello, è stata utilizzata la classe "GridSearchCV" della libreria scikit-learn che ha permesso di esplorare una griglia di iperparametri, includendo: il "learning_rate", il numero minimo di campioni richiesti per costituire una "foglia" di un albero decisionale ("min_samples_leaf") e il numero di alberi decisionali presenti nel

modello (“ $n_estimators$ ”). Questa esplorazione ha facilitato l'individuazione dei migliori iperparametri per le prestazioni del modello. La validazione eseguita suddividendo il dataset in 5 “ $fold$ ” è stata utilizzata per valutare le prestazioni del modello durante la fase di addestramento, impiegando il coefficiente di determinazione (R^2) come metrica di valutazione. Una volta identificati i valori degli iperparametri ottimali (Tab. 2), il modello è stato riaddestrato sull'intero set di addestramento utilizzando questi valori. Tale processo ha permesso di massimizzare l'accuratezza del modello, migliorando la sua capacità di effettuare previsioni accurate sui dati del test set.

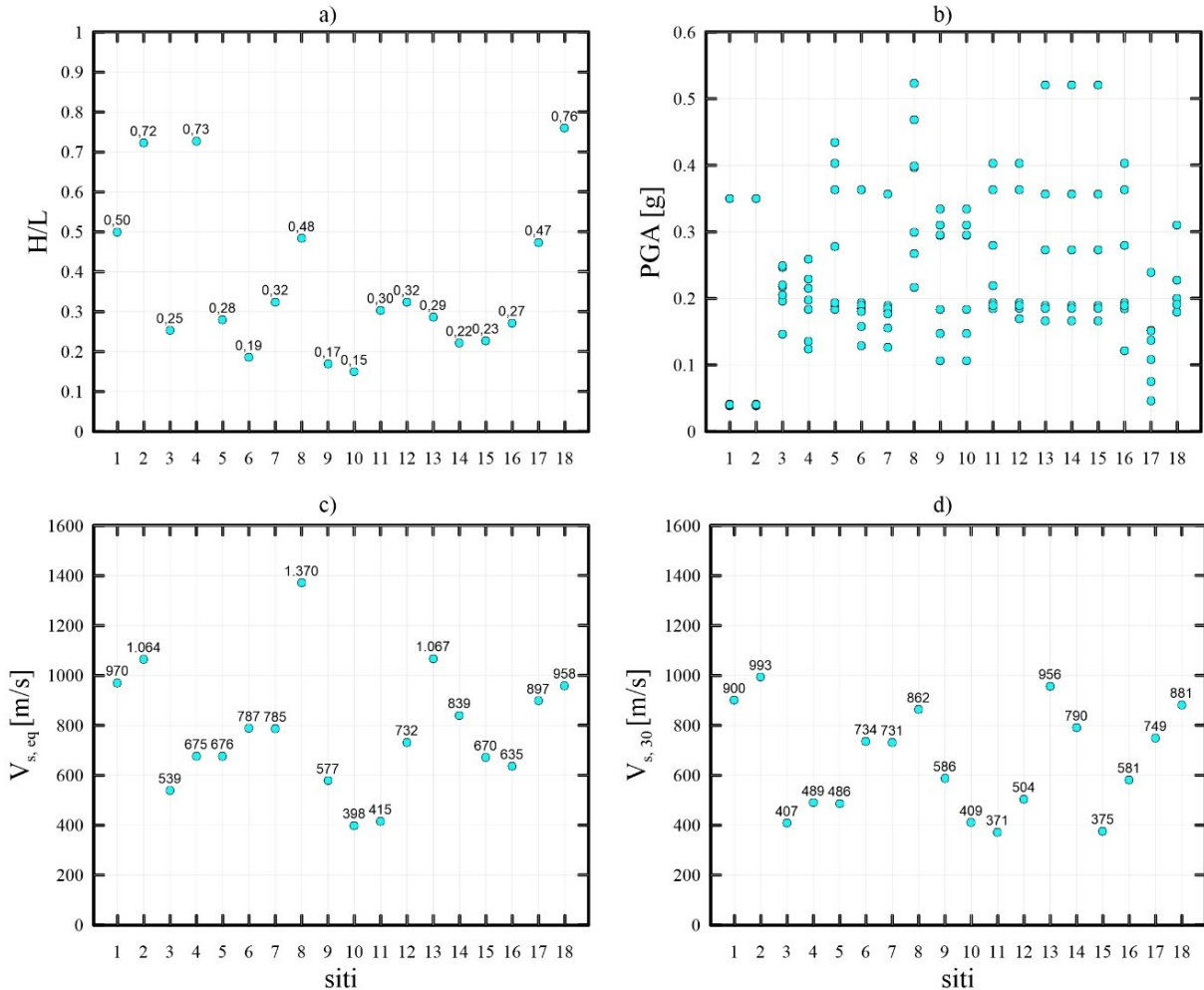


Fig 1. Caratteristiche geometriche e meccaniche per i 18 siti analizzati: (a) H/L , (b) PGA , (c) $V_{s,eq}$ e (d) $V_{s,30}$.

Tab. 2. Parametri ottimali: $learning_rate$, $min_samples_leaf$ e $n_estimators$ per i periodi (T) indicati.

T [s]	$learning_rate$	$min_samples_leaf$	$n_estimators$
0.0	0.01	15.00	500.00
0.3	0.30	15.00	10.00
0.5	0.02	1.00	200.00
1.0	0.10	1.00	200.00
2.0	0.10	5.00	100.00

4. Risultati

In tabella 3 sono riportati i risultati in termini R^2 . Sulla base dei parametri di input descritti nelle sezioni precedenti, i modelli sviluppati permettono di prevedere il fattore AT. I migliori risultati si ottengono per il periodo $T=1.0s$, con un coefficiente di determinazione R^2 di 0.91 (Tab. 3). Per gli altri periodi, il

coefficiente di determinazione R^2 varia tra 0.60 e 0.70, indicando una buona capacità predittiva dei modelli. Tuttavia, per $T=0.0s$, il modello non riesce a prevedere accuratamente il fattore di amplificazione, come evidenziato da un coefficiente di determinazione R^2 molto basso.

Tab. 3. Coefficiente di determinazione (R^2) per i periodi (T) indicati.

	T=0.0s	T=0.3s	T=0.5s	T=1.0s	T=2.0s
R^2	0.19	0.60	0.69	0.91	0.70

Oltre alla possibilità di utilizzare direttamente i modelli predittivi, a fini esemplificativi sono stati realizzati grafici del fattore di amplificazione in funzione del rapporto H/L , al fine di mostrare come varia questo fattore in relazione alla geometria del rilievo. Questi grafici sono stati generati utilizzando i modelli con i seguenti parametri fissati: $L = 300m$, $V_{s,eq} = 800 [m/s]$, $V_{s,30} = 800 [m/s]$, $f_m = 2.5 [Hz]$, $T_m = 1/f_m = 0.4 [s]$, $\lambda_m = f_m / V_{s,30} = 320 [m]$, $2L/\lambda_m = 1.875$ e $PGA = 0.1 [g]$. È stata variata H e, di conseguenza, il rapporto H/L (nel campo 0-0.5s). Come si può notare dalla figura 2 il fattore di amplificazione tende a crescere con l'aumentare del rapporto H/L per ogni periodo considerato in linea con quanto osservato in letteratura. I valori massimi di AT si ottengono per $T=0.3s$ e $0.5s$ dove, per valori di H/L maggiori di 0.2, viene superato il valore di 1.4 pari al fattore di aggravio topografico massimo previsto dalla Normativa NTC2018 per la categoria T4. Più contenuti sono i fenomeni di amplificazione a periodi lunghi (1-2s).

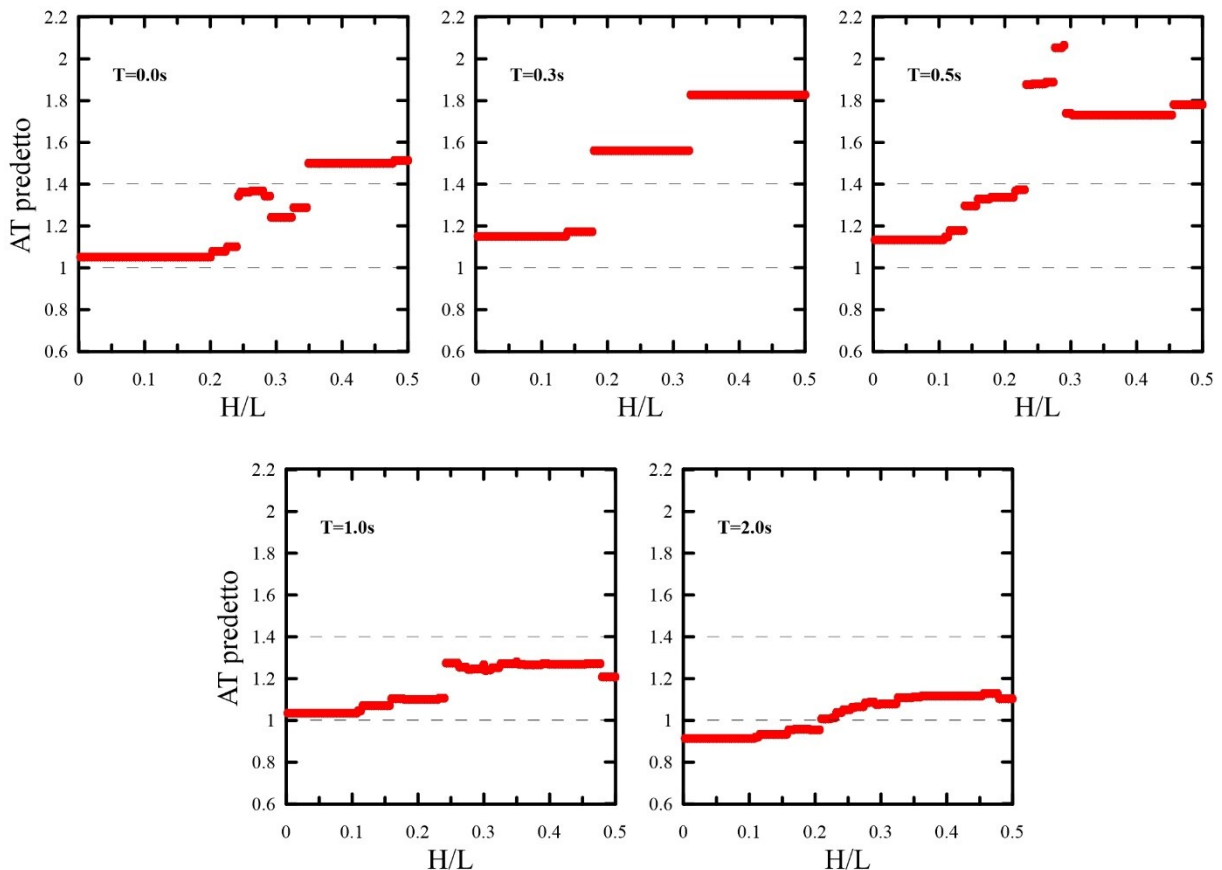


Fig 2. Grafici del fattore di amplificazione topografica (AT) previsto dai modelli ML in funzione del rapporto H/L per i vari periodi considerati ($T=0.0s$, $T=0.3s$, $T=0.5s$, $T=1.0s$, $T=2.0s$).

5. Conclusioni

Questo studio ha permesso di approfondire la determinazione del fattore di amplificazione topografica

mediante l'uso di tecniche ML. Il principale vantaggio che emerge da questo approccio è la possibilità di ottenere il fattore di amplificazione sulla base della conoscenza di dati geometrici e meccanici del sito, nonché delle informazioni relative all'input sismico, senza dover eseguire analisi numeriche bidimensionali e monodimensionali, comportando un significativo risparmio in termini di tempo.

I risultati ottenuti sono promettenti, indicando una buona capacità predittiva dei modelli sviluppati per alcuni periodi specifici. A differenza della normativa, che scala in maniera uniforme l'intero spettro di risposta, questo approccio permette di prevedere gli effetti topografici in funzione del periodo in accordo con le evidenze di letteratura che indicano appunto che gli effetti topografici dipendono dal campo di periodo considerato. Tuttavia, è importante sottolineare che questo studio non propone una soluzione definitiva, ma rappresenta un lavoro preliminare con un dataset ridotto. Si tratta di uno studio che pone le basi per ulteriori sviluppi.

Come sviluppi futuri, è fondamentale allargare il dataset, includendo un numero maggiore di casi, ad esempio trovando siti in grado di colmare il gap in termini di H/L compreso tra 0.5 e 0.7. Una maggiore mole di dati permetterà non solo di migliorare l'accuratezza dei modelli esistenti, ma anche di utilizzare tecniche più avanzate come il Deep Learning, che richiedono una quantità significativa di dati per essere efficaci.

Ulteriori elaborazioni saranno eseguite per determinare l'influenza della PGA (e quindi della non linearità del terreno) e della frequenza di input sul fattore di amplificazione topografica.

In conclusione, l'approccio basato su ML per la determinazione del fattore di amplificazione topografica presenta vantaggi significativi in termini di efficienza e potenziale predittivo. Tuttavia, ulteriori ricerche e l'espansione del dataset sono necessarie per consolidare questi risultati e sviluppare soluzioni più avanzate e affidabili.

Bibliografia

- Baghbani, A., Choudhury, T., Costa, S., Reiner, J., (2022). Application of artificial intelligence in geotechnical engineering: A state-of-the-art review. *Earth-Science Reviews* 228, 103991.
- Derras, B., Bard, P. Y., Régnier, J., & Cadet, H. (2020). Non-linear modulation of site response: Sensitivity to various surface ground-motion intensity measures and site-condition proxies using a neural network approach. *Engineering Geology*, 269, 105500.
- Mienye, I. D., & Sun, Y. (2022). A survey of ensemble learning: Concepts, algorithms, applications, and prospects. *IEEE Access*, 10, 99129-99149.
- Pagliaroli A., Lanzo G., D'Elia B. (2011). "Numerical evaluation of topographic effects at the Nicastro ridge in Southern Italy", *Journal of Earthquake Engineering*, 15(3), 404-432.
- Paolucci R. (2002). "Amplification of earthquake ground motion by steep topographic irregularities," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 31, 1831-1853.
- Park, D. P., & Lee, Y. (2024). Machine learning based site amplification prediction models for shallow bedrock sites. *Japanese Geotechnical Society Special Publication*, 10(58), 2203-2207.
- Tobita, T., & Taniguchi, T. (2024). Machine Learning for Site Identification with H/V Spectral Ratio. *Japanese Geotechnical Society Special Publication*, 10(24), 883-888.



REAL SCALE EXPERIMENTAL ASSESSMENT OF PILE GROUP DYNAMIC IMPEDANCE

Raffaele Di Laora
Università della Campania 'Luigi Vanvitelli'
raffaele.dilaora@unicampania.it

Emmanouil Rovithis
Democritus University of Thrace
erovithis@civil.duth.gr

Luca de Sanctis
Università di Napoli 'Parthenope'
luca.desanctis@uniparthenope.it

George Anoyatis
KU Leuven
george.anoyatis@kuleuven.be

Stjin Francois
KU Leuven
stjin.francois@kuleuven.be

Anastasios Anastasiadis
Aristotle University of Thessaloniki
anas@civil.auth.gr

Dimitris Pitilakis
Aristotle University of Thessaloniki
d.pitilakis@civil.auth.gr

Abstract

The present short note describes parts of the ongoing EU-funded ERIES Transnational Access (TA) project “REal Scale experimental assessment of Pile grOup dyNamic impeDance (RESPOND)”. The project essentially aims at testing pile group behaviour under dynamic loads involving real scale piles embedded in real field conditions, referring to the well-documented subsoil of the EuroSeistest site. To this end, a 2x2 pile group formed by 4 identical piles of 0.60m diameter and 10m length each and fixed to 3x3x0.4m pile cap was constructed as the foundation of the EuroProteas 5m high model structure, which is located at the above site. This is extremely important for a reliable design and analysis of structures founded on piles in earthquake-prone areas, since soil-structure interaction (SSI) is often neglected, although it may have a prominent role in the dynamic behaviour of the superstructure. The project is therefore expected to provide a better understanding of fundamental mechanisms associated with dynamic SSI problems, to validate existing formulae for pile group impedances and eventually

propose modifications and extension to moderate non-linearities in the soil and last, but not least, to verify the importance of pile foundation impedance on the seismic response of supporting structure.

1. Introduction

Dynamic SSI phenomena are typically distinguished in inertial and kinematic interaction effects (Gazetas and Dobry 1984, Pender 1993, Mylonakis and Gazetas 2000). The former result from the development of inertial forces in the vibrating structure associated with the compliance of the foundation and they would not occur in a fixed-base structure. The kinematic interaction, which is more important for embedded structures, stems from the inability of the structure to comply with the free-field deformation pattern induced by a particular ground-motion. The majority of existing studies and the most commonly adopted procedures in engineering practice employ the so-called sub-structure approach (Kramer 1996, Makris et al. 1996, Gazetas and Mylonakis 1998, Conti and Di Laora 2022), in which the inertial and kinematic interaction mechanisms are rigorously separated from a mathematical standpoint. More specifically, the application of the method is performed in three consecutive steps: (i) calculation of the seismic motion at foundation level, or the Foundation Input Motion (FIM), which may be different from the seismic motion at free-field conditions due to a physical phenomenon termed as kinematic soil-foundation interaction ; (ii) computation of the dynamic impedances ('springs' and 'dashpots') associated to swaying, vertical, rocking and cross swaying-rocking oscillation of the foundation; (iii) evaluation of the response of the superstructure supported on springs and dashpots determined in step (ii) and subjected to the FIM calculated in step (i).

Evidently, a crucial ingredient of such method is the determination of the dynamic impedance of the foundation, which regulates the increase in natural period of the structure and, above all, the amount of extra dissipation of energy by radiation of waves from the foundation into the soil medium. To give an idea of the importance of this last aspect, Conti et al. (2020) found out by numerical analysis, with reference to a bridge pier resting on a 3x3 pile group, that radiation damping may reduce of 50% the seismic demand on the pier.

The problem of the assessment of the dynamic impedances of pile foundations has been tackled mainly by analytical and numerical means. Formulas and charts are available for single piles in homogeneous soil or for simple stiffness distributions under elastodynamic considerations (Gazetas 1991) . However, the performance of such formulae, or of more complex formulations involving numerical analysis, has never been tested with reference to real piles and real soil conditions.

2. Objectives of the project

The experimental campaign has three main goals: (1) to provide a better understanding of fundamental mechanisms associated with dynamic SSI problems; (2) to compare experimental data with existing analytical formulae for pile group impedances and, eventually, propose modifications and extension to moderate non-linearities in the soil; (3) to verify the importance of pile foundation impedance on the seismic response of the superstructure.

The first goal will be achieved through monitoring accelerations, in the three directions, in a large number of locations within the soil medium and comparing results with classical elastodynamic solutions for low amplitude excitations, corresponding to the low-strain soil stiffness, and finite element analysis employing proper constitutive models for taking into account moderate non-linearities in the soil.

The second goal will be pursued again by analytical and numerical means. It will be checked first the capability of existing formulas to predict impedances for very low strain. Then the capability of an equivalent-linear approach will be verified for moderate non-linearities, eventually proposing rules for using existing formulas with properly modified soil stiffness as function of excitation amplitude, in the

same spirit as the approach followed in Iovino et al. 2019, 2021, Garala et al. 2020, Stacul et al. 2022, to treat non-linear soil behaviour in kinematic soil-pile interaction. Moderate non-linearities will also allow a better understanding of the energy dissipation mechanisms, both for the hysteretic part and for the radiation damping; regarding this last issue, it is not clear whether the energy dissipation is ruled mainly by the mobilised soil stiffness or the initial low-strain value, and how soil layering in a real subsoil can modify such mechanism as compared to the simplistic assumption of homogeneous soil. The third objective is reached by comparison with previous experiments in the same site and same structure yet resting on a shallow foundation.

3. Testing facilities

Since the project is intended to test pile foundations at real scale in the field, i.e. with realistic dimensions and in a natural layered subsoil, the EUROSEISTEST-EUROPROTEAS Research Infrastructure has been selected as host Infrastructure. The real-scale prototype structure of EUROPROTEAS is in EUROSEISTEST experimental facility established in the Mygdonian Valley in Northern Greece. EUROPROTEAS consists of a simple steel frame with reconfigurable X-bracings founded on a reinforced concrete slab of 3x3x0.4m. Two similar portable reinforced concrete slabs of 9Mg each are placed at the top of the structure representing the superstructure mass. The total height of EuroProteas from the bottom of the foundation slab to the top of the second roof slab is 5.0m while its total mass is approximately 28.5Mg. EuroProteas is a perfectly symmetric structure (Fig.1) ensuring same bending stiffness in both plane directions. The removable parts of the structure (X-bracings and upper RC slab) allow different configurations of structure's mass and stiffness, covering a wide range of structural stiffness and natural frequencies between 3Hz and 11Hz.



Fig 1. EUROPROTEAS model Structure

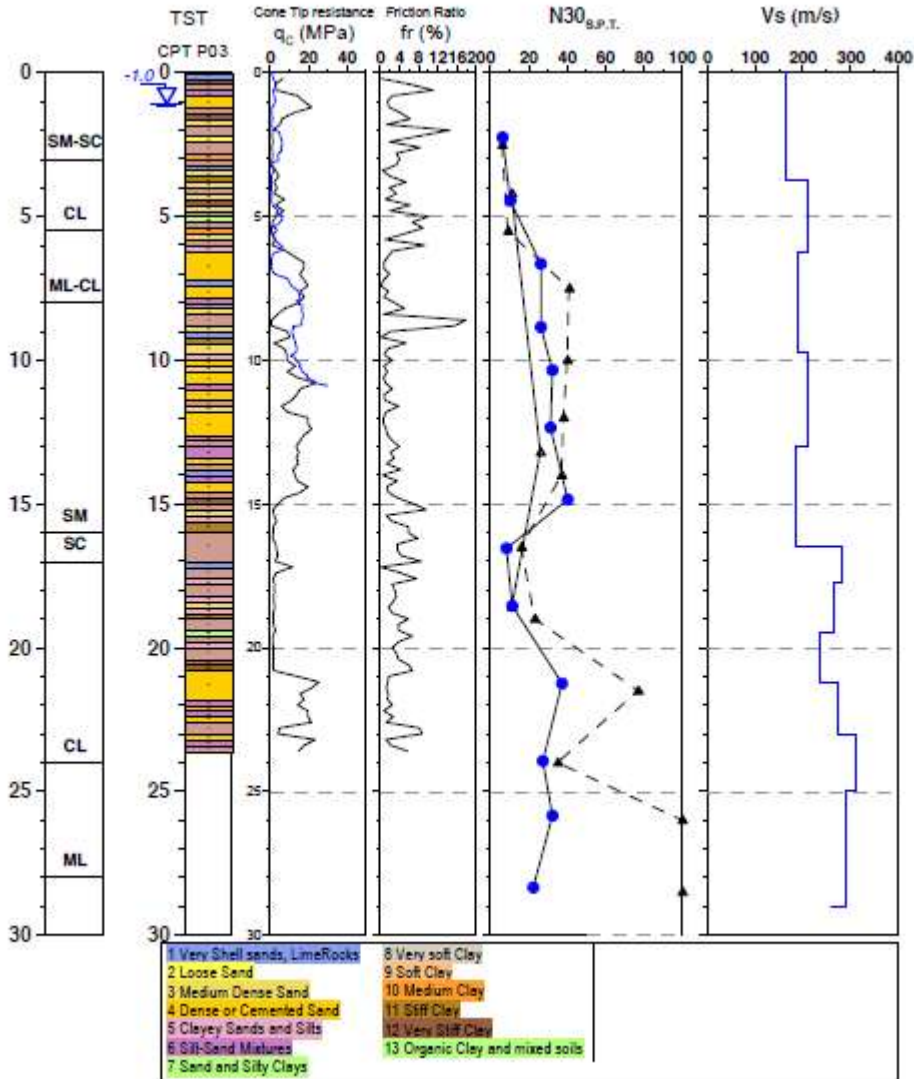


Fig 2. Soil characterization and field measurements at TST site of EuroSeistest (Series Report 2012)

Soil stratigraphy and dynamic properties in EUROSEISTEST TST site where the model structure has been constructed are well documented by a series of geotechnical and geophysical surveys (Fig.2). Monitoring capabilities of the Europroteas SSI facility may include more than 80 instruments of various types to monitor structural, foundation and soil response in a particularly dense 3D instrumentation array. Triaxial accelerometers can be mounted on both the superstructure and the foundation slab. Additionally, seismometers can be placed on the ground surface both in the longitudinal and transverse direction of loading up to three times the foundation width to capture the soil response. Long shape-acceleration-arrays (SAAR) are also available to be placed inside the borehole next to the foundation and on the free-field in the direction of loading.

Forced-vibration tests are also possible through a MK-500U (ANCO Engineers Inc) eccentric mass vibrator owned by the Institute of Engineering Seismology and Earthquake Engineering (EPPO-ITSAK), employed as a source of harmonic excitation. MK-500U is a portable, unidirectional dual counter-rotating shaker that can produce a maximum sinusoidal horizontal force of 50kN and can be operated from 0.1Hz to 20Hz, at frequency steps of 0.1Hz. The shaker is powered by a 2.2kW, 1200rpm electric drive motor controlled by a Toshiba VF-S9 adjustable speed drive.

4. Testing procedure

The tests carried out so far have been performed in three stages. First, only the foundation, without structure, has been shaken (Fig.3a). Second, once the structure has been placed on the foundation, the load has been applied on the foundation. Third, the shaker has been moved on the structure mass and thereby the system has been shaken from the top (Fig.3b).

For the first stage (only foundation) the shaker configuration with the three and four eccentric masses has been used. This is because the load provided by only one or two masses would have been extremely small. Conversely, the second and third stage have been carried out using one, two, three and four masses, given that in this case the load on the foundation can be amplified due to the inertia contribution of the structural mass.

The load consists of sinusoidal forces applied with increasing frequency. For each frequency, the harmonic load has been maintained for one minute, which is largely sufficient to catch the steady-state response.

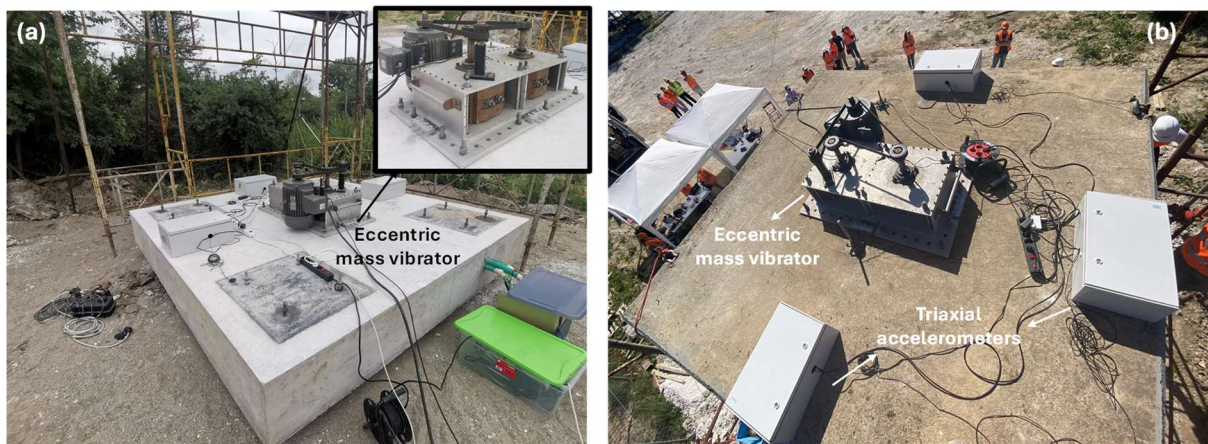


Fig.3 Part of the forced-vibration tests carried so far with the eccentric mass vibrator mounted on (a) The foundation slab without the superstructure and (b) the superstructure top slab to shake the whole SSI system

5. Results

At this stage data are being processed and interpreted. However, preliminary results seem to be quite encouraging in terms of cleanness of signals (even for very low motion amplitudes) and magnitude of recorded accelerations which are in line with the predictions.

References

- Conti R., Di Laora R., Licata V., Iovino M., de Sanctis L. (2020). "Seismic performance of bridge piers: Caisson vs pile foundations", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 130, 105985.
- Conti R. and Di Laora R. (2022) "Substructure Method Revisited for Analyzing the Dynamic Interaction of Structures with Embedded Massive Foundations", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 148(6).
- Garala, T. K., Madabhushi, G. S., & Di Laora, R. (2022). Experimental investigation of kinematic pile bending in layered soils using dynamic centrifuge modelling. *Géotechnique*, 72(2), 146-161.
- Gazetas G and Dobry R (1984) Horizontal response of piles in layered soils. *J Geotech Eng Div ASCE* 110: 20 – 40
- Gazetas, G. (1991). Foundation vibrations, *Foundation Engineering Handbook*. New York-Van Nostrand Reinhold, 553-593.
- Gazetas G, and Mylonakis G (1998) Seismic soil-structure interaction: new evidence and emerging issues. In: Dakoulas P, Yegian M and Holtz R (eds) *Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, Vol. II, pp 1119-1174
- Iovino, M., Di Laora, R., Rovithis, E., & de Sanctis, L. (2019). The beneficial role of piles on the seismic loading of structures. *Earthquake Spectra*, 35(3), 1141-1162.
- Kramer LS (1996) *Geotechnical Earthquake Engineering*. Prentice Hall International Series
- Makris, N., Gazetas, G. and Delis, G (1996) Dynamic soil-pile-foundation-structure interaction: Records and predictions. *Géotechnique*, 46(1), 33-50.
- Mylonakis G and Gazetas G (2000) Seismic soil-structure interaction: Beneficial or detrimental?. *J Earthq Eng* 4(3): 277 – 301.
- Pender M (1993) Aseismic pile foundation design and analysis. *Bull New Zealand Natn Soc Earthq Eng* 26(1): 49- 160
- SERIES Report (2012) Workpackage 14/JRA3 Deliverable 14.2 – Report on field testing for assessing input motions and SSI, FP7, Project No. 227887
- Stacul, S., Rovithis, E., & Di Laora, R. (2022). Kinematic Soil–Pile Interaction under Earthquake-Induced Nonlinear Soil and Pile Behavior: An Equivalent-Linear Approach. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 148(7), 04022055.



DECOUPLING OF SITE EFFECTS FOR A REAL SLOPE THROUGH AN APPROXIMATE APPROACH

Annamaria di Lernia, Gaetano Elia
Politecnico di Bari - Dicatech

annamaria.dilernia@poliba.it, gaetano.elia@poliba.it

Carmela Buono

Sigma Ingegneria s.r.l.

carmenbuono100196@gmail.com

Achilleas Papadimitriou

National Technical University of Athens, Greece

apapad@civil.ntua.gr

Abstract

The paper illustrates an application of an approximate approach for decoupling the contribution to site effects on the peak seismic acceleration with reference to a real slope. The strategy allowed to quantitatively estimate the contribution of topographic, stratigraphic and valley effects to the seismic amplification along the slope. The slope of reference is a well-documented case study, located in the South of Italy. In the specific case, it is shown that the Montecilfone earthquake motion (recorded in 2018) must have been significantly amplified at the crest of the slope and in its middle portion, with the maximum amplification factors attaining values between 2.1 and 1.7 at the crest. This amplification is predominantly due to topographic, but also stratigraphic effects, while only small valley effects are depicted since no closed basins are present in the subsoil.

1. Introduction

The local site conditions, i.e. the surface topography, the soil stratigraphy and the buried subsoil morphology, play a crucial role in the seismic wave propagation, since they may modify the intensity, the duration and the frequency content of a seismic motion. The site effects may be distinguished into the “topographic effects” related to the surface topography, the “stratigraphic effects” connected to the subsoil stratigraphy and dynamic characteristics of soils and the “valley effects”, these latter due to the inclination of interfaces between successive soil layers and between the soil and the bedrock, including the formation of closed soil basins over laterally outcropping bedrock. The decoupling of these effects is far from an easy task, except for cases where only one of these effects appears, for example in horizontal soil layers over a horizontal bedrock under vertically impinging S waves. Very recently, an approximate procedure for decoupling the components of 2D site effects on the amplification of the peak horizontal seismic acceleration at the ground surface has been proposed as an expeditive tool to identify areas where each of those effects are predominant (di Lernia et al. 2024a).

In the present paper, the above-mentioned approximate procedure has been adopted to estimate each contribution of the site effects for a real slope, characterised by uneven topography and non-horizontally layered subsoil. The site of reference is the western slope of Chieuti, located in the South of Italy, a

well-characterised prototype slope involved in an ancient landslide mechanism (di Lernia et al. 2023; Tagarelli et al. 2023; Santaloia et al. 2024). Although it is well-known that a pre-existing landslide shear band might affect the seismic response of the slope (Falcone et al. 2023), the presence of the landslide body has been neglected in the presented case.

2. The simplified approach

According to the proposed methodology (di Lernia et al. 2024a), the total amplification factor of the maximum horizontal acceleration along the ground surface of a 2D model, $AF_{2D}(x)$, is spatially-variable and is given as the ratio of the maximum acceleration at the ground surface a_{2D}^S over the maximum acceleration of the input motion a_0 . This spatially-variable total amplification factor $AF_{2D}(x)$ may be written as the product of three separate (also spatially-variable) amplification factors, i.e., the (1D) stratigraphic amplification factor $AF_{1D}(x)$, the Topographic Amplification Factor, $TAF(x)$, and the Valley Amplification Factor, $VAF(x)$, according to Eq. (1):

$$AF_{2D}(x) = \frac{a_{2D}^S(x)}{a_0} = AF_{1D}(x) \cdot TAF(x) \cdot VAF(x) \quad (1)$$

where the (1D) stratigraphic amplification factor $AF_{1D}(x)$ is defined as the ratio of the maximum acceleration at the top of a 1D soil-bedrock column, a_{1D}^S , over the input maximum acceleration, a_0 , expressing the amplification that would be observed at that location if 1D conditions prevailed. The $TAF(x)$, given by the ratio in Eq. 2, expresses the amplification at the study area due to the surface topography, considering that the ground consists solely of bedrock material; whereas the $VAF(x)$ provides the amplification related to the buried morphology of the subsoil:

$$AF_{1D}(x) = \frac{a_{1D}^S(x)}{a_0}; \quad TAF(x) = \frac{a_{2D}^R(x)}{a_{1D}^R(x)}; \quad VAF(x) = \frac{a_{2D}^S(x)}{a_{1D}^S(x)} \cdot \frac{a_{1D}^R(x)}{a_{2D}^R(x)} \quad (2)$$

In Eq. (2), a_{2D}^R is the maximum horizontal acceleration at the ground surface of a fictitious 2D homogeneous ground model with the same topography of the study area, but consisting solely of bedrock material, whereas a_{1D}^R is the maximum horizontal acceleration at the surface of the 1D bedrock column at each location x . These 1D bedrock columns have the same total height H_{TOT} as the 1D soil-bedrock columns at each location x but consist of solely bedrock material. It should be remarked that if no damping is involved in the bedrock column, then the ground surface motion is equal to the outcropping input motion.

For the estimation of the above-mentioned spatially-variable amplification factors, the proposed procedure requires the numerical execution of two 2D dynamic linear visco-elastic analyses, one with true soil-bedrock layers and a fictitious one with the same topography, but consisting solely of bedrock material. Moreover, it requires the estimation of the 1D stratigraphic effects, through the execution of 1D numerical seismic ground response analyses for the soil-bedrock and the bedrock columns, identified at the location of each observation point at the ground surface of the 2D slope model. This step could be carried out either approximately by adopting multi-variable analytical formulations (Bouckovalas and Papadimitriou 2003; di Lernia et al. 2024a), whose parameters are appropriately calibrated through the execution of a small number of indicative 1D analyses, or by performing 1D ground response analyses through different methods (e.g. Bardet et al. 2000; Kottke et al. 2013; Acunzo et al. 2024). In the present work, 1D ground response analyses have been performed by means of FE models of 42 stratigraphic columns selected along the slope.

3. Description of the slope model based on the Chieuti case study

The decoupling procedure has been adopted to estimate the site effects influencing the seismic response of a real slope. The slope of reference is the western side of the Chieuti (Foggia) town in the South of Italy, recently subject of geotechnical and geomatic investigations to diagnose and monitor the evolution

of a paleo-landslide interacting with the old urban centre (Tagarelli et al. 2023; Santaloia et al. 2024). The current activity of the landslide mechanism, that is related to static actions, induces huge damages on structures and infrastructures located on the crest of the hillslope (Sonnessa et al. 2023). However, the diffuse landslide-related damages were observed to be aggravated after a low intensity earthquake that occurred on 16th August 2018, characterised by a peak ground acceleration of 0.022g. This occurrence prompted the execution of a detailed geognostic and an in-depth investigation of the effects of the seismic amplification processes into the slope (di Lernia et al. 2024b; Santaloia et al. 2024). Moreover, the topographic configuration of the western slope, characterised by areas with high inclination close to the crest, together with the complex geological conditions and the soil dynamic characteristics, makes the impact of earthquake motions on the buildings and infrastructures located at the crest of the slope non-negligible.

From a geological point of view, the old town is built on continental layer belonging to Campomarino Conglomerates formation overlaying marine successions, represented by the Serracapriola Sands and the Montesecco Clay formations (Santaloia et al. 2024). The geotechnical characterization of the slope soils, based on the available in-situ and laboratory tests, allowed to identify four soil units (Fig. 1a), i.e. Unit 1 belonging to the Campomarino Conglomerates, Sub-unit 2a and Sub-unit 2b associated to the upper sandy portion and the lower silty-sandy portion of the Serracapriola Sands and Unit 3 representing the stiff marine blue-grey silty-clayey soil belonging to the Montesecco Clay formation (Santaloia et al. 2024). Based on these in-situ investigations results, including down-hole (DH) and seismic surface waves (SRT) tests and the stratigraphic logs from the closer boreholes, the dynamic geotechnical model of the western slope of Chieuti has been identified by assigning to each lithological unit a constant value of the S-wave velocity, determined as an average value of the available measured data, as summarized in Table 1 (di Lernia et al. 2023).

Table 1 Seismic geotechnical model obtained by averaging the results of DH and SRT tests.

Soil unit	Man-made	Unit 1	Sub-unit 2a	Sub-unit 2b	Unit 3	Seismic bedrock
V_s (m/s)	200	317	491	627	871	1250

The evaluation of the seismic site effects has been performed with reference to section C, crossing longitudinally the western side of Chieuti from the highest elevation at the crest to the impluvium (section trace in Fig. 1a). The required 2D dynamic linear visco-elastic analyses have been carried out by means of the FE software PLAXIS 2D (Brinkgreve et al. 2022), by implementing the 2D plane strain FE model illustrated in Fig. 1b. The horizontal extension of the investigated area is 771 m with an average inclination of about 9°. The geometrical model has been laterally extended by 8 times the height of the vertical sides, i.e. H_{left} and H_{right} , in order to avoid any interference of the vertical boundaries with the area of interest. The longitudinal section is characterized by a sequence of Unit 1, 5 to 7 m thick, outcropping in the upper portion of the slope and overlaying the Sub-unit 2a layer, of thickness between 15 and 20 m, underlain by Sub-unit 2b of about 8-10 m thickness, followed by the Unit 3 clay soil layer. The top of the seismic bedrock, identified based on the DH seismic tests, has been defined parallel to the sloping ground surface at a depth of 50 m b.g.l (Fig. 1b).

The soil behaviour has been simulated with a linear visco-elastic model, characterized by a constant unit weight of 19 kN/m³, Poisson's ratio equal to 0.33, at-rest earth pressure coefficient K_0 equal to 0.5. The damping ratio has been implemented through the Rayleigh formulation (Rayleigh 1945), where the control frequencies f_m and f_n have been selected equal to 1 Hz and 12 Hz with a target damping D^* of 5%, ensuring that an average damping ratio of 3%, representative of the dissipative capacity of the involved soils in the 0.001% - 0.01% strain range, is implemented in the model (di Lernia et al. 2023). The 2D soil domain has been discretized with 18154 15-node triangular elements, distributed such that a greater refinement is obtained approaching the ground surface. The nodes on the top surface have a maximum distance equal to 1/8 of the smallest wavelength of the Rayleigh waves ($\lambda_R \approx 0.94 \cdot V_s/f_{max}$),

while in the vertical direction, the node distance has been set equal to 1/8 of the smallest S-wavelength ($\lambda_S \approx V_S/f_{max}$), where f_{max} is the maximum frequency of the seismic excitation. The input motion adopted in the dynamic simulations is the acceleration time history recorded at the Melanico-Santa Croce di Magliano (MELA) station during the earthquake occurred at Montecilfone (Campobasso, Molise) on the 16th of August 2018, with M_w equal to 5.2 and epicentral depth of 20 km. The seismic motion is characterized by a duration of 50 s, a peak ground acceleration (PGA) of 0.022g (Fig. 2a) and a predominant period T_p of 0.1 s (Fig. 2b).

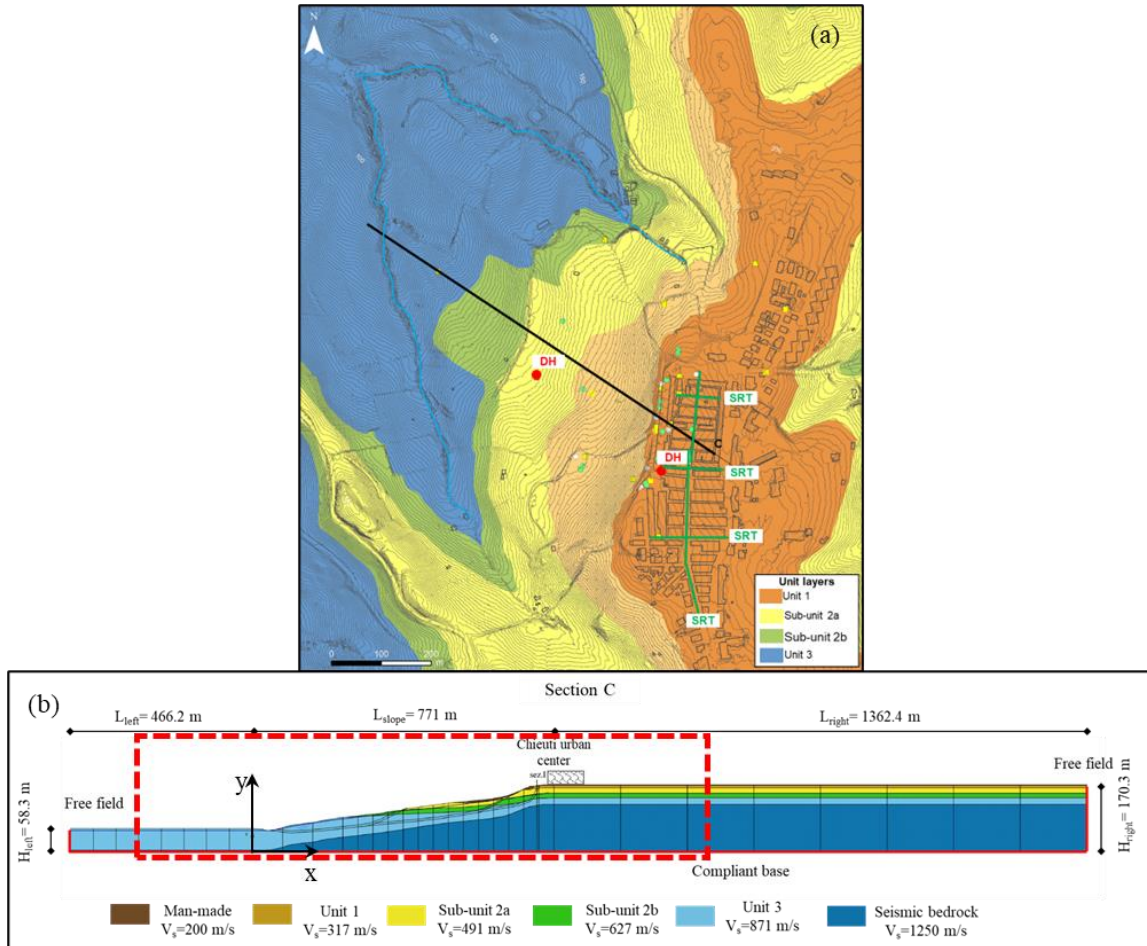


Fig. 1 (a) Geo-lithological map of the western slope of Chieti with the location of the down-hole tests (DH), seismic refraction tests (SRT) and the trace of the longitudinal section C; (b) FE numerical model (modified after Santaloia et al., 2024)

During the static stage, performed with the K_0 -procedure, standard boundary conditions have been adopted, consisting in imposing total fixities to the nodes at the bottom of the mesh and horizontal fixities to the nodes at the lateral sides of the model. After the initial static stage, the dynamic simulations have been conducted by imposing free field boundary conditions at the vertical sides of the model and the compliant base boundary at the bottom of the mesh, simulating the dissipation of the waves into the deep soil layers with minimum reflection at the bottom boundary.

For the evaluation of the $TAF(x)$, the 2D homogeneous bedrock half-space analysis has been performed by adopting the same geometrical model, while additional 1D numerical simulations of 42 soil columns, defined according to the stratigraphy of the slope, have been executed for the estimation of the 1D stratigraphic amplification factor $AF_{1D}(x)$.

All the dynamic analyses have been carried out under the assumption of fully undrained conditions. The Generalized Newmark method has been employed as time integration scheme during the dynamic stage,

with Newmark parameters α_N and β_N equal to 0.25 and 0.5, respectively.

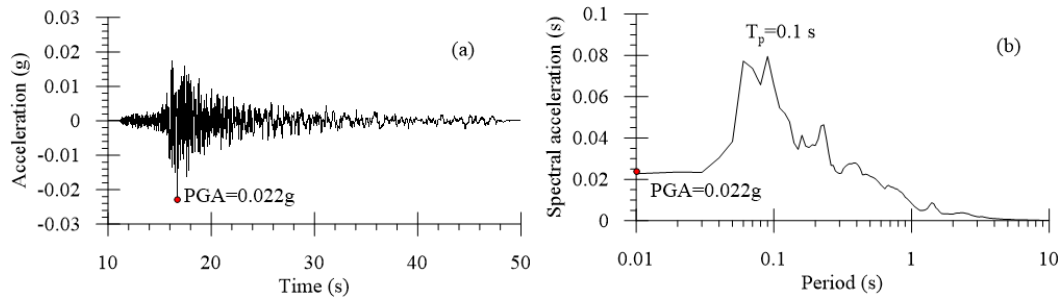


Fig. 2 (a) Acceleration time history and (b) response spectrum (5% damping) of the seismic event recorded at MELA station during the earthquake occurred on 16th August 2018 at Montecilfone (Campobasso, Molise)

4. Decoupling of the stratigraphic, topographic and valley effects

The results in terms of $AF_{2D}(x)$ in Fig. 3a portray the total site amplification phenomenon along the slope, including topographic, stratigraphic and valley effects. The $AF_{2D}(x)$ profile highlights that the seismic input motion is significantly amplified at the crest of the slope and in its middle portion at the distance between 300 m and 640 m, while the typical de-amplification of the motion ($AF_{2D}(x) < 1.0$) is observed at the topographic impluvium at the distance between 20 m and 140 m. A similar and unexpected de-amplification of the input motion is also detected in the upper portion of the slope at the distance between 640 m and 700 m. The maximum amplification factors, attaining values between 2.1 and 1.7, are detected at the crest of the longitudinal sections.

In order to quantify the contribution of the surface topography, the subsoil stratigraphy and the buried morphology on the seismic amplification process, Fig. 3b illustrates the distribution along the slope of the $AF_{1D}(x)$, $TAF(x)$ and $VAF(x)$. The direct comparison of the $AF_{2D}(x)$ with the $AF_{1D}(x)$ profiles gives a first indication on the predominant contribution of the stratigraphic amplification on the seismic response of the slope. Moreover, indirect information about the slope portions affected by the combination of topographic and valley effects may also be retrieved. Indeed, it is evident that the non-horizontal ground surface profile is responsible for the amplification of the input motion around the upper portion of the slope (at the distance between 700 m and 800 m) and the de-amplification around the impluvium at the toe of the slope (at the distance between 20 m and 140 m). Also, the amplification of the response at the distance between 300 m and 640 m is more related to the particular stratigraphy of the slope, as highlighted by the $AF_{1D}(x)$ profile; conversely the consistent reduction of the $AF_{2D}(x)$ between 640 m and 700 m is related to the subsoil buried morphology, as clearly enlighten by the $VAF(x)$ profile. In general, small valley effects are expected for the examined slope, since no closed basins are present in the subsoil. The only complex condition is related to non-horizontal stratification of the soil layer, concentrated exactly where slight amplification occurs.

5. Conclusions

The paper focuses on the quantitative evaluation of the contribution to the seismic site effects affecting a real slope, through an approximate and simplified approach capable of estimating the 1D stratigraphic amplification factor, topographic amplification factor and valley amplification factor. The study revealed that the stratigraphic effects are predominant for most of the slope, while the topographic effects play a significant role in its upper portion, where the buildings are located. Indeed, the strong heterogeneity is mostly responsible for the seismic ground surface amplification affecting the urban area. Valley effects are deemed to be of little relevance all over the slope, despite the particular morphology of the stratigraphic contacts produce a lower amplification of the motion in the mid-upper portion of the slope.

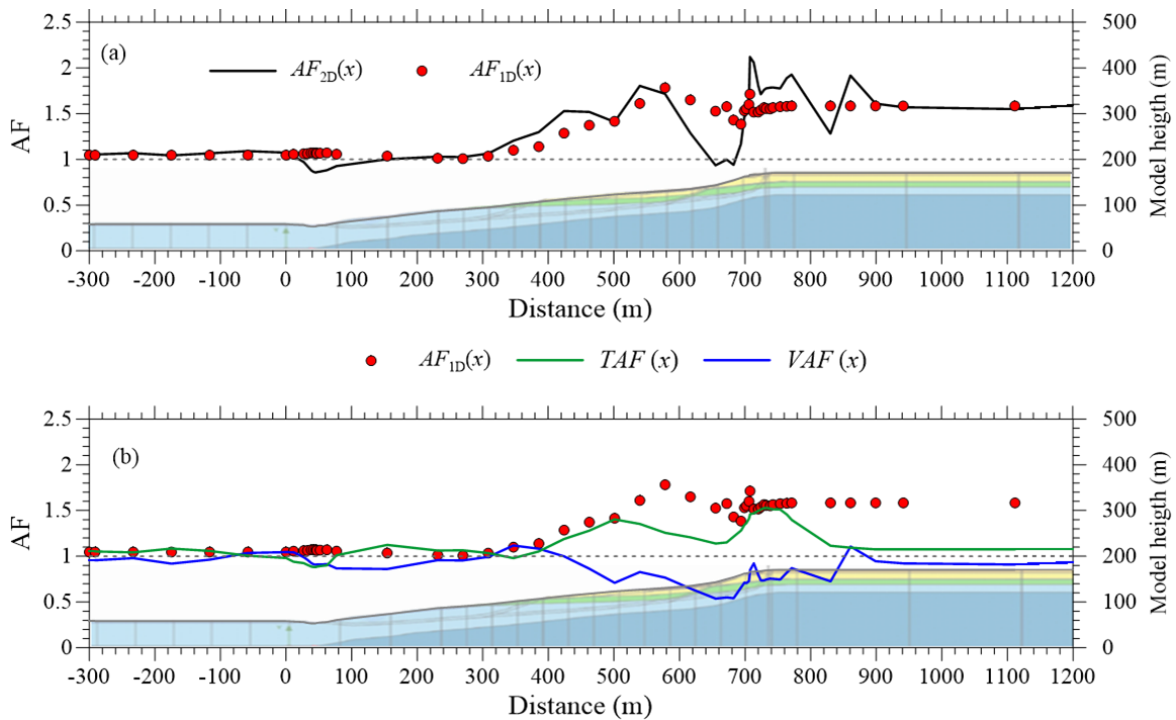


Fig. 3 (a) Spatially-variable total amplification factor $AF_{2D}(x)$ profile along the slope and (b) profiles of the decoupled amplification factors $AF_{1D}(x)$, $TAF(x)$ and $VAF(x)$

References

- Acunzo G, Falcone G, di Lernia A, et al (2024) “NC92Soil: A computer code for deterministic and stochastic 1D equivalent linear seismic site response analyses”, *Computers and Geotechnics*, 165, 105857.
- Bardet JP, Ichii K, Lin CH (2000) “EERA: A computer program for equivalent-linear earthquake site response analyses of layered soil deposits”.
- Bouckovalas GD, Papadimitriou AG (2003) “Multi-variable relations for soil effects on seismic ground motion”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 32, 1867–1896.
- Brinkgreve R, Kumarswamy S, Swolfs W (2022) PLAXIS 2D Connect Edition V22.1, Reference manual.
- di Lernia A, Buono C, Elia G (2023) “Evaluation of seismic site effects in a real slope through 2D FE numerical analyses”, Proc. 9th International Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering - COMPDYN 2023, Athens, 4110–4124.
- di Lernia A, Papadimitriou AG, Elia G (2024a) “Approximate decoupling of topographic, stratigraphic and valley effects on the peak seismic acceleration”, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 183, 108758.
- di Lernia A, Reina A, Papadimitriou AG, Elia G (2024b) “Local seismic hazard assessment of the urbanised slope of Chieuti (Southern Italy) through the nonlinear FE approach”, *Bulletin of Engineering Geology and Environment* (under review).
- Falcone G, Elia G, di Lernia A (2023) “Investigating the Influence of a Pre-Existing Shear Band on the Seismic Response of Ideal Step-like Slopes Subjected to Weak Motions: Preliminary Results”, *Geosciences*, 13,148.
- Kottke AR, Wang X, Rathje EM (2013) Technical Manual for Strata.
- Rayleigh J (1945) The theory of sound. Dover, New York.
- Santaloia F, di Lernia A, Tagarelli V, Sonnessa A, Guglielmi S, Bottiglieri O, Pisano L, Stragapede M, Tarantino E, Elia G, Cotecchia F (2024) “Challenges in the diagnosis of a very slow paleo-landslide for mitigation purposes”, *Engineering Geology* (under review).
- Sonnessa A, di Lernia A, Oscar Nitti D, Nutricato R, Tarantino E, Cotecchia F (2023) “Integration of multi-sensor MTInSAR and ground-based geomatic data for the analysis of non-linear displacements affecting the urban area of Chieuti, Italy”, *International Journal of Applied Earth Observation and Geoinformation*, 117, 103194.
- Tagarelli V, Santaloia F, Elia G, Cotecchia F (2023) “Advanced numerical modelling of the geological processes responsible for mid-Pleistocene landslide inception: an insight into possible factors for the current landslide activity”, Proc. 10th European Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering. London.



ASPETTI DI INTERAZIONE CINEMATICA TRA FONDAZIONI VICINE

E. Zeolla

Università degli Studi del Sannio, Benevento

ezeolla@unisannio.it

F. de Silva

University of Federico II, Naples, Italy

filomena.desilva@unina.it

S. Sica

Università degli Studi del Sannio, Benevento

stefsica@unisannio.it

Sommario

L'interazione dinamica che si genera tra terreno e fondazione durante un evento sismico può influenzare la risposta degli edifici o di altre tipologie di costruzioni. Le fondazioni profonde, quali i cassoni o i pali, sono in grado di filtrare il segnale sismico, facendo sì che il moto della fondazione (FIM) differisca in modo più o meno marcato dal moto del terreno in campo libero. Nell'approccio delle sottostrutture, che nei problemi di interazione terreno-struttura garantisce ancora oggi un buon compromesso tra accuratezza dei risultati e oneri computazionali, il fenomeno è noto come interazione cinematica. Negli anni passati sono state proposte apposite funzioni di trasferimento, dipendenti dalla frequenza, per esprimere il moto della fondazione in funzione di quello del terreno in condizioni di campo libero. Tuttavia, queste funzioni sono state ricavate nelle ipotesi semplificate di fondazione rigida, priva di massa e isolata, ossia non interagente con altre fondazioni nelle vicinanze. Le fondazioni, però, hanno una loro massa, a volte anche notevole come nel caso di cassoni pieni o di pali di grande diametro. Inoltre, sono spesso inserite in contesti densamente urbanizzati, in cui le strutture possono essere molto vicine tra loro, subendo così molteplici fenomeni di interazione con il terreno sottostante e circostante. In questo lavoro viene presentato uno studio numerico che mira a valutare l'effetto dell'interazione fondazione-terreno-fondazione (FSFI) sui coefficienti di interazione cinematica, I_u e I_θ . Lo studio parametrico è stato condotto mediante il codice alle differenze finite FLAC2D, variando l'affondamento della fondazione profonda e la distanza a cui è posta una fondazione superficiale vicina. Dai risultati numerici ottenuti, sono state derivate nuove funzioni di trasferimento, di tipo cinematico, che consentono di ottenere il FIM della struttura target tenendo conto anche della distanza fondazione-fondazione, contributo solitamente trascurato nelle pratiche applicazioni.

1. Introduzione

È ormai assodato che l'analisi del comportamento dinamico di una struttura non può prescindere dalle condizioni di vincolo imposte alla base della stessa. A meno che un edificio non sia fondato su roccia, l'ipotesi di vincolo a base fissa si è rivelata non sempre adeguata. Il sistema terreno-fondazione è caratterizzato, infatti, da una sua deformabilità (*compliance*) che può incidere in modo più o meno marcato sulla risposta dinamica e sismica della sovrastruttura. In aggiunta, il moto della fondazione può differire in maniera sostanziale dal moto del terreno in campo libero, dando luogo a quella che viene comunemente chiamata interazione cinematica (Veletsos et al., 1997; Elsabee e Morray, 1977, Mylonakis et al., 2006). Se la fondazione è profonda (pali o cassoni) tale modifica può essere rilevante, specialmente alle alte frequenze, come ormai ampiamente documentato in letteratura (Gazetas, 1984;

Fan et al. 1991; Avilés et al, 2002; Di Laora e de Sanctis 2013). Sotto azioni sismiche, la fondazione a causa della propria rigidità non è in grado di assecondare le deformazioni del terreno. Inoltre, il campo d'onda riflesso dalla fondazione profonda (base e pareti laterali) interferisce con quello incidente che si sta propagando nel terreno. Di conseguenza, il moto della fondazione può variare notevolmente rispetto a quello del terreno lontano dalla fondazione. In campo lineare, si osserva generalmente una riduzione dello spostamento orizzontale della fondazione e contestualmente la nascita di una componente rotazionale cinematica.

Per le fondazioni superficiali propriamente dette (i.e., piano di posa molto prossimo al piano di campagna), l'interazione cinematica è trascurabile, per cui il moto della fondazione rimane puramente traslazionale ed assimilabile a quello del terreno alla superficie libera o, più precisamente, in corrispondenza del piano di posa della fondazione.

Gli effetti cinematici, invece, vanno tenuti in conto per fondazioni incassate, come evidenziato in numerosi studi di letteratura con riferimento a una fondazione rigida, priva di massa, cilindrica o rettangolare, posizionata in un semispazio omogeneo elastico o viscoelastico lineare (Elsabee e Morray 1977; Day 1978; Dominguez 1978; Karabalis e Beskos 1986; Luco e Wong 1987; Mita e Luco 1989, Gerolymos e Gazetas, 2006). Nello studio pionieristico di Elsabee e Morray (1977) furono proposte apposite funzioni di trasferimento, I_u e I_θ , che in condizioni stazionarie mettono in relazione il moto di traslazione e di rotazione della fondazione rigida con quello del terreno in superficie in condizioni *free-field* (Elsabee e Morray, 1977; Mylonakis et al, 2006). Studi più recenti (Conti et al. 2017, 2018) hanno proposto un aggiornamento delle curve di variazione dei fattori cinematici in funzione della frequenza per portare in conto anche l'effetto della massa della fondazione.

Le funzioni sopra descritte, tuttavia, sono state ricavate assumendo sempre la fondazione isolata, cioè senza la presenza di altre fondazioni nelle vicinanze. In realtà, gli edifici sono spesso inseriti in contesti densamente urbanizzati per cui a causa della ridotta distanza tra le costruzioni, oltre alla classica interazione terreno-struttura, si dovrebbe tener conto anche di fenomeni di interazione fondazione-fondazione attraverso il sottosuolo. In città moderne, inoltre, può succedere che un edificio moderno come un grattacielo, caratterizzato da più livelli interrati o da fondazioni profonde, venga costruito a pochi metri di distanza da una struttura più antica (storica o monumentale), con fondazione di tipo superficiale. In questi casi, è lecito chiedersi se durante un evento sismico la presenza della fondazione profonda, che sostiene l'edificio moderno più alto, possa rivelarsi benefica o dannosa per l'edificio più basso e rigido, poggiante su fondazione superficiale. Durante il sisma, infatti, la fondazione profonda per diffrazione emette onde dalle sue pareti che, di conseguenza, modificano il moto della struttura vicina. Un caso iconico, ad esempio, è quello di un edificio di Bucarest (Romania) caratterizzato da 20 piani fuori terra e cinque piani interrati, costruito a 7 m di distanza dalla storica cattedrale di San Giuseppe (Garini et al., 2022; Zeolla et al., 2024).

In questa nota vengono presentati i risultati di uno studio numerico che mira a valutare l'effetto dell'interazione fondazione-terreno-fondazione (FSFI) sui coefficienti di interazione cinematica, I_u e I_θ . Lo studio parametrico è stato condotto mediante il codice alle differenze finite FLAC2D, variando l'affondamento della fondazione profonda e la distanza a cui è posta una fondazione superficiale vicina. Dai risultati numerici ottenuti, sono state definite delle funzioni di trasferimento innovative per ottenere il FIM nel caso di fondazioni ravvicinate.

2. Descrizione del modello numerico

In Errore. L'origine riferimento non è stata trovata. è riportato lo schema di riferimento utilizzato nella simulazione numerica. Esso consta di una fondazione superficiale di larghezza B , posta ad una distanza S rispetto ad una fondazione profonda, di altezza H e base B . Nelle analisi parametriche, condotte nel dominio del tempo, sono state variate la profondità del cassone H e la distanza S del cassone rispetto alla fondazione superficiale. I dati geometrici di tutti i casi analizzati sono riportati in Tabella 1.

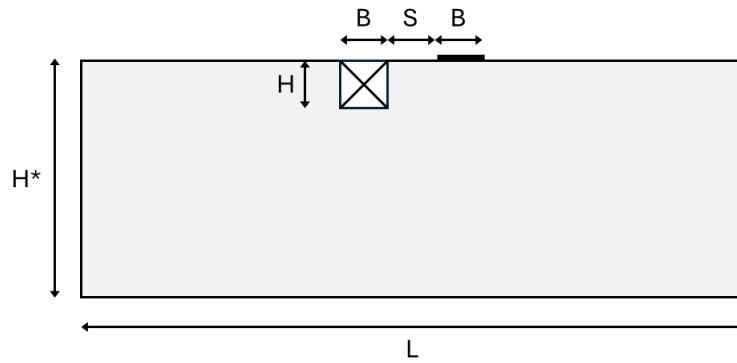


Fig. 1. Schema di riferimento considerato nello studio numerico

Il terreno è stato modellato come un materiale isotropo visco-elastico lineare, con densità $\rho = 1900 \text{ Kg/m}^3$, velocità delle onde di taglio $V_s = 100 \text{ m/s}$ e coefficiente di Poisson $\nu = 0.3$. È stato utilizzato uno smorzamento viscoso alla Rayleigh con valore dell'1.2 % alla frequenza centrale di 3.3 Hz, in modo tale da avere uno smorzamento del 2% alle frequenze di riferimento 1 e 10 Hz. Si è ipotizzato un contatto perfetto tra le pareti laterali del cassone e gli elementi di terreno. Gli elementi di fondazione, rigidi e senza massa, sono stati modellati con travi elastiche con densità di massa ridotta ($\rightarrow 0$) e rigidità elevata. In particolare, all'interno del cassone sono state introdotte ulteriori travi diagonali (telaio interno), per aumentare la rigidità a taglio complessiva della fondazione senza incidere significativamente sulla massa totale. I parametri assegnati agli elementi strutturali di fondazione sono i seguenti: modulo di Young, $E = 5 \text{ GPa}$; area sezione, $A = 7 \text{ m}^2$; inerzia $I = 6 \text{ m}^4$, densità $\rho = 8 \text{ kg/m}^3$.

Tabella 1. Parametri geometrici utilizzati nei casi analizzati

N.	B	H	H/B	S/B	S/H	L	H*
1	5	10	0.5	0.5	0.25	140	50
2	5	10	0.5	1	0.5	140	50
3	5	10	0.5	2	1	140	50
4	10	10	1	0.5	0.5	140	50
5	10	10	1	1	1	140	50
6	10	10	1	2	2	140	50
7	10	5	2	0.5	1	140	50
8	10	5	2	1	2	140	50
9	10	5	2	2	4	140	50

Lungo le pareti laterali del modello sono state applicate condizioni al contorno di campo libero in modo da assorbire adeguatamente le onde provenienti dall'interno del modello. Alla base del modello sono stati applicati smorzatori viscosi e l'input dinamico al fine di riprodurre la propagazione verso l'alto delle onde di taglio. L'input è stato definito come storia temporale di velocità orizzontale ad ampiezza crescente (equivalente ad imporre una storia di spostamento ad ampiezza costante), di durata pari a 60 s e una frequenza che aumenta linearmente nel tempo, da 0.5 a 10 Hz (Fig. 2). L'intervallo scelto include il contenuto in frequenza tipico dei terremoti reali. Le dimensioni del modello sono state scelte in modo da ridurre al minimo gli effetti di bordo dovuti a riflessioni spurie delle onde. Gli elementi della maglia hanno una dimensione massima di 0.5 m in prossimità della fondazione, al fine di descrivere correttamente la lunghezza d'onda minima del segnale applicato ($\lambda_{\min} = V_s/f_{\max} = 10 \text{ m}$).

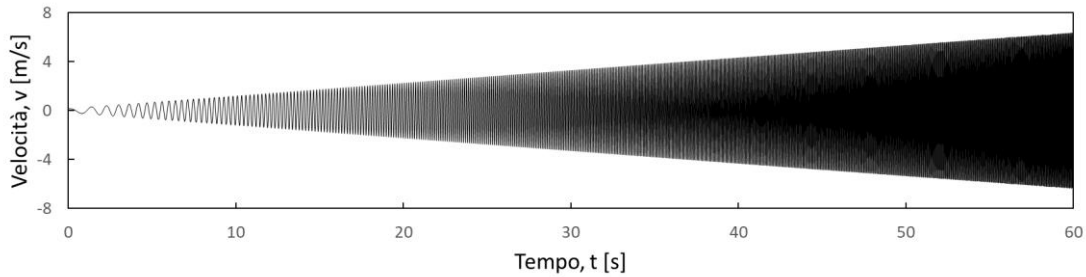


Fig. 2. Storia temporale di velocità usata come segnale di input

3. Validazione del modello

Preliminarmente il modello numerico sviluppato in FLAC2D è stato validato confrontando i risultati numerici con quelli ottenuti da Conti et al. (2017) nel caso di fondazione profonda isolata. Sono stati considerati tre differenti cassoni con valori del rapporto di snellezza H/B pari a 0.5, 1 e 2. Nel corso delle analisi sono state registrate le storie temporali di: (i) spostamento orizzontale, $u_h(t)$, al centro della base del cassone e (ii) spostamenti verticali, $u_{v1}(t)$ e $u_{v2}(t)$ agli spigoli di base dello stesso. Le storie temporali sono state convertite nel dominio delle frequenze e le funzioni complesse di interazione cinematica sono state ottenute mediante le seguenti relazioni:

$$I_u = u_{FIM}/u_{FF0} \quad (1)$$

$$I_\theta = \theta_{FIM} \cdot H/u_{FF0} \quad (2)$$

dove u_{FF0} è la trasformata di Fourier dello spostamento orizzontale alla superficie del terreno, u_{FIM} è la trasformata di Fourier dello spostamento alla base del cassone e θ_{FIM} è la trasformata della rotazione del cassone ottenuta come $(u_{v1} - u_{v2})/B$. I risultati sono rappresentati in Fig. 3 e mostrano un ottimo accordo con quelli ottenuti in letteratura (Conti et al. 2017). Una volta validato il modello numerico in FLAC2D, si è proceduto con le analisi di interazione fondazione-fondazione, considerando il cassone in prossimità di una fondazione superficiale come descritto nel paragrafo 2.

4. Risultati

Nelle analisi condotte sul modello di Fig. 1 sono stati monitorati sia i punti alla base fondazione a cassone sia il baricentro della fondazione superficiale, in modo da discernere la cinematica di entrambe le fondazioni. In Fig. 4 si riportano gli andamenti dei fattori cinematici del cassone al variare della frequenza adimensionale, $\omega H/V_s$, e della distanza relativa fondazione-fondazione, S/B . Per confronto è riportato anche il caso di cassone singolo ($S/B=\infty$). Come atteso, il cassone risente poco o per nulla della presenza della fondazione superficiale vicina, qualunque sia la distanza relativa S/B .

Diversa è, invece, la risposta cinematica della fondazione superficiale in presenza del cassone (**Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**). Tale risposta è, infatti, fortemente influenzata dal cinematismo del cassone nelle immediate vicinanze in funzione di S/B . In particolare, la traslazione della fondazione superficiale può essere minore o maggiore rispetto al moto del terreno in condizioni di campo libero, in relazione alla frequenza di oscillazione (**Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.a**). Inoltre, mentre una fondazione singola investita da onde di taglio (SH) propagantesi verticalmente non subisce rotazioni, i risultati ottenuti mostrano che, in presenza del cassone, la rotazione della fondazione superficiale è non nulla (**Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.b**) e, per alcune combinazioni di parametri (e.g., cassoni snelli con $B/H=0.5$), I_θ può assumere valori prossimi o superiori all'unità.

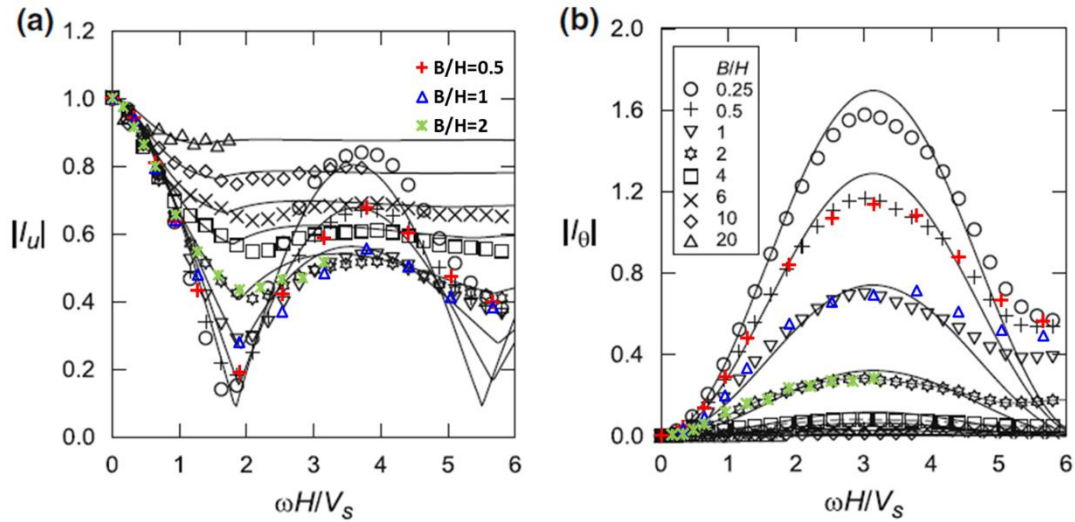


Fig. 3. Validazione della procedura numerica sviluppata nel caso di cassone singolo per confronto con i risultati di letteratura (Conti et al. 2017).

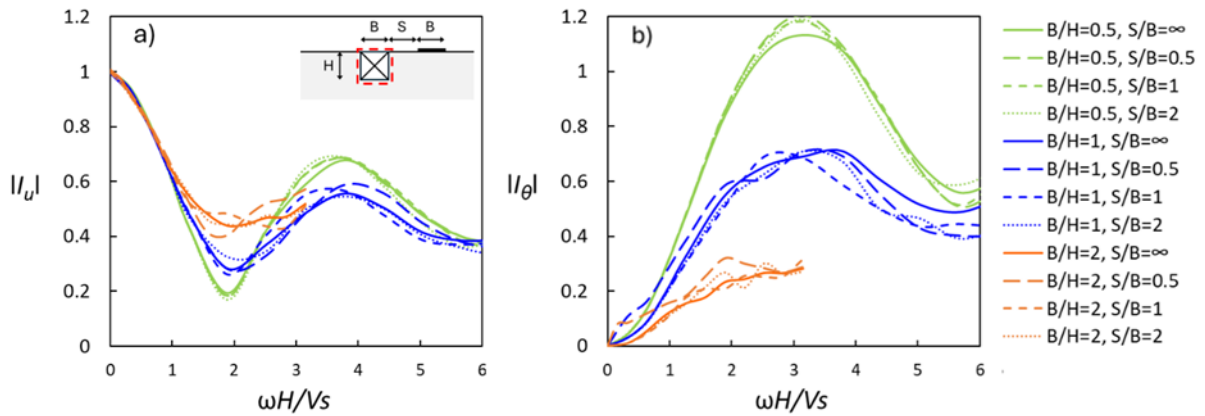


Fig. 4. Funzioni di trasferimento a) I_u e b) I_θ del cassone in presenza della fondazione superficiale a differente distanza S/B

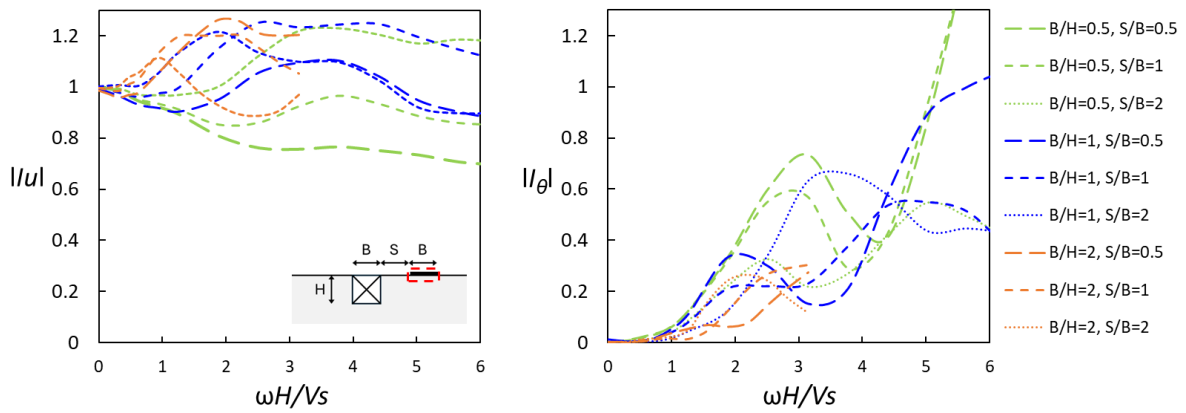


Fig. 5. Funzioni di trasferimento a) I_u e b) I_θ della fondazione superficiale in presenza del cassone a differente distanza S/B

5. Conclusioni

La nota illustra i risultati di uno studio numerico volto ad indagare gli aspetti di interazione cinematica tra fondazioni vicine considerando il caso di una fondazione superficiale adiacente a una fondazione incassata nello stesso sottosuolo. Nell'analisi parametrica sono state variate la profondità del cassone, la distanza fondazione-fondazione e la frequenza del segnale di input.

Sono stati ricavati gli andamenti delle funzioni di trasferimento di tipo cinematico, I_u e I_θ , che mettono in relazione il moto della fondazione superficiale, quando è in prossimità di un cassone, con il moto del terreno in condizioni di campo libero. Gli aspetti più originali di questo studio sono connessi al fatto che quando una fondazione superficiale si trova vicina a un cassone, essa subisce non solo una modifica della componente traslazionale del moto ma anche una componente rotazionale aggiuntiva, di natura puramente cinematica, che, a seconda dei casi, va tenuta in considerazione nelle verifiche della sovrastruttura.

Bibliografia

- Avilés J, Suarez M, Sanchez-Sesma FJ (2002) Effects of wave passage on the relevant dynamic properties of structures with flexible foundation. *Earthq. Eng. Struct Dyn* 31:139–159.
- Bielak J (1975) Dynamic behavior of structures with embedded foundations. *Earthqu Eng Struct Dyn* 3:259–274.
- Conti, R., Morigi, M., & Viggiani, G. M. (2017). Filtering effect induced by rigid massless embedded foundations. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 15, 1019-1035.
- Conti, R., Morigi, M., Rovithis, E., Theodoulidis, N., & Karakostas, C. (2018). Filtering action of embedded massive foundations: New analytical expressions and evidence from 2 instrumented buildings. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 47(5), 1229-1249.
- Day SM (1978) Seismic response of embedded foundations. In: *Proceedings of the ASCE convention, Chicago*, Preprint No. 3450.
- Di Laora R, de Sanctis L (2013) Piles-induced filtering effect on the foundation input motion. *Soil Dyn Earthq Eng* 46:52–63.
- Dominguez J (1978) Response of embedded foundations to travelling waves. Report R78-24, Department of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge.
- Elsabee F, Morray JP (1977) Dynamic behavior of embedded foundation. Rep. No. R77-33, Department of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge.
- Fan, K., Gazetas, G., Kaynia, A., Kausel, E., & Ahmad, S. (1991). Kinematic seismic response of single piles and pile groups. *Journal of Geotechnical Engineering*, 117(12), 1860-1879.
- Garini E., Gazetas G., Kanellopoulos K., & Radhima J. (2020) Dynamic soil-structure interaction of two adjacent buildings: the plaza cathedral case in Bucharest. 17th World Conference on Earthquake Engineering, 17WCEE, Sendai (JP), paper n. C004293.
- Gazetas, G. (1984). Seismic response of end-bearing single piles. *International Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 3(2), 82-93.
- Gerolymos, N., & Gazetas, G. (2006). Winkler model for lateral response of rigid caisson foundations in linear soil. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 26(5), 347-361.
- Karabalis, D. L., & Beskos, D. E. (1986). Dynamic response of 3-D embedded foundations by the boundary element method. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 56(1), 91-119.
- Luco JE, Wong HL (1987) Seismic response of foundations embedded in a layered half-space. *Earthqu Eng Struct Dyn* 15:233–247.
- method. *Comput Methods Appl Mech Eng* 56:91–119.
- Mita A, Luco JE (1989) Impedance functions and input motions for embedded square foundations. *J Geotech Eng ASCE* 115:491–503.
- Mylonakis G, Gazetas G (2000) Seismic soil–structure interaction: beneficial or detrimental? *J Earthq Eng* 4(3):277–301.
- Mylonakis G, Nikolaou S, Gazetas G (2006) Footings under seismic loading: analysis and design issues with emphasis on bridge foundations. *Soil Dyn Earthq Eng* 26(9):824–853.
- Veletsos AS, Prasad AM, Wu WH (1997) Transfer functions for rigid rectangular foundations. *Earthqu Eng Struct Dyn* 26:5–17.
- Zeolla, E., de Silva, F., & Sica, S. (2024) Foundation-soil-foundation-structure interaction response under strong seismic excitation. 18th World Conference on Earthquake Engineering, 18WCEE, Milan (IT).



RISULTATI PRELIMINARI DI ANALISI DINAMICHE 3D DI UNA STAZIONE METROPOLITANA NEL CENTRO STORICO DI NAPOLI

Ilaria Esposito
Università di Napoli Federico II
ilaria.esposito3@unina.it

Domenico Gaudio
Sapienza Università di Roma
domenico.gaudio@uniroma1.it

Marco Valerio Nicotera
Università di Napoli Federico II
nicotera@unina.it

Gianpiero Russo
Università di Napoli Federico II
pierusso@unina.it

Sommario

La nota presenta i risultati preliminari di una serie di analisi numeriche agli elementi finiti della Stazione Chiaia della Linea 6 della metropolitana di Napoli realizzata in uno scavo profondo in un'area densamente edificata del centro storico della città. Le analisi condotte in campo dinamico nel dominio del tempo sono finalizzate a indagare i possibili effetti della presenza dello scavo sul tessuto urbano circostante e in particolare valutare i profili delle massime accelerazioni, distorsioni e cedimenti che si possono produrre nelle immediate vicinanze del pozzo in seguito a un possibile evento sismico. In particolare, si presenta un confronto tra i risultati di tre diverse simulazioni: una prima, di riferimento, nel quale il modello riproduce l'assetto stratigrafico del sito tenendo conto anche della presenza degli edifici (sia pure in via semplificata); due ulteriori, in cui nel modello di riferimento viene introdotta la presenza del pozzo di stazione con le strutture definitive al suo interno, che si differenziano tra loro in ragione delle condizioni di interazione considerate al contatto tra gli elementi strutturali e le pareti dello scavo. Nelle analisi condotte in presenza del pozzo, particolare attenzione è stata posta nella simulazione della procedura di scavo; in questo modo gli effetti dell'*input* sismico si sovrappongono a un regime di sollecitazione generato durante le fasi statiche che riproducono al meglio possibile lo stato di sollecitazione agente sul sistema di sostegno e nel terreno alla fine della costruzione.

1. Introduzione

Il caso di studio presentato in questo articolo riguarda il più profondo tra gli scavi realizzati per le stazioni della metropolitana della città di Napoli: si tratta dello scavo della *Stazione Chiaia (Linea 6)* che fa parte della tratta di recente completamento che va dalla *Stazione Mergellina* alla *Stazione Municipio*, nodo di scambio tra la *Linea 6* e la *Linea 1*. L'interesse del caso è legato alla presenza a pochi metri dal bordo del pozzo di scavo, pressoché quadrato in pianta (Figura 1), di edifici in muratura di grande valore e tra questi della monumentale *Basilica di S. Maria degli Angeli*, risalente al XVII secolo. Il complesso compito di tenere sotto controllo gli spostamenti indotti dallo scavo, in primo luogo misurandoli con accuratezza e, se del caso, minimizzandone l'entità con opportuni provvedimenti, è

stato in parte facilitato dal fatto che, dei quasi 50 m complessivi di scavo, solo i primi 20 m, in media, attraversano una serie di strati composti da materiali sciolti, principalmente sabbie e limi di origine piroclastica, mentre la restante profondità di scavo interessa il substrato roccioso di *Tufo Giallo Napoletano* (in Figura 1 sono riportate le curve di livello del tetto del banco tufaceo in quote assolute +16 ÷ +24 m). Va inoltre precisato che lo scavo è praticamente in asciutto e solo gli ultimi 10 m sono stati scavati al di sotto della falda freatica, mediante l'abbassamento temporaneo del livello all'interno del pozzo. I dati raccolti nel corso del monitoraggio, ed in particolare gli spostamenti osservati (come, ad esempio, quelli rilevati lungo i due allineamenti di capisaldi evidenziati in Figura 1), sono stati messi in relazione con le principali fasi costruttive: queste ultime sono del tutto peculiari di questo caso di studio, anche se confrontato con altri scavi realizzati lungo la *Linea 1* e la *Linea 6* della metropolitana di Napoli (Viggiani *et al.*, 2010; Russo *et al.*, 2012; Russo *et al.*, 2019; Nicotera e Russo, 2021; Russo e Nicotera, 2022) e ciò in ragione del particolare assetto stratigrafico del sottosuolo che risulta diverso da quello incontrato in altre situazioni. Il tempo relativamente lungo richiesto per il completamento dei lavori (circa dieci anni), dovuto in parte a importanti ritrovamenti archeologici, ha permesso anche di osservare movimenti legati alle deformazioni differite nel tempo prodotte con ogni probabilità da comportamenti viscosi delle sabbie piroclastiche e del substrato roccioso. Maggiori dettagli al riguardo sono riportati da Russo *et al.* (2024).

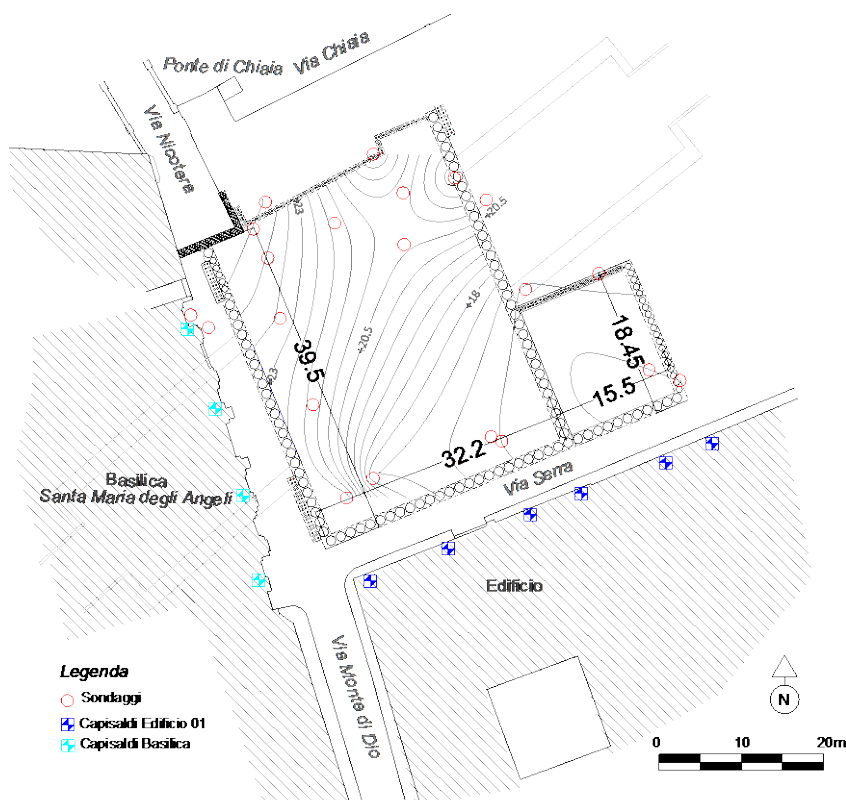


Fig. 1. Pianta della stazione Chiaia con planimetria della zona.

In letteratura il tema dell'interazione delle strutture interrato con i vicini edifici in elevazione è stato trattato anche in campo dinamico, con particolare riferimento, però, alle gallerie (Pitilakis *et al.*, 2014), pochi sono invece i contributi che fanno riferimento a scavi a cielo aperto. La presente nota è prevalentemente dedicata alla descrizione della costruzione di un modello FEM tridimensionale (Bentley, 2023 - *Plaxis, 3D Ultimate*) comprendente lo scavo, le strutture di stazione e gli edifici circostanti, per lo svolgimento di analisi dinamiche allo scopo di identificare e quantificare i possibili effetti prodotti dalla struttura interrato sulla risposta sismica del sito. Oltre alla presenza dello scavo,

l'attenzione si è concentrata anche sul ruolo giocato dalla rigidità del contatto tra struttura interrata e terreno, la cui importanza, in termini di spostamenti e sollecitazioni, è stata messa in evidenza dai contributi di Ptilakis e Tsinidis (2013) e Sedarat *et al.* (2009), per il caso di gallerie. Nel seguito sono presentati alcuni risultati che danno conto della tridimensionalità del problema, anche in ragione della presenza degli edifici. In tal senso, anche alcuni dettagli apparentemente minori dell'edificato circostante e della procedura di scavo, che hanno reso l'analisi con modello FEM 3D piuttosto complessa, sono qui presentati.

2 Modellazione 3D FEM

Nel presente paragrafo sono presentate le principali caratteristiche della modellazione 3D agli elementi finiti e dell'*input* sismico considerato nella nota.

2.1 Simulazione della costruzione e calibrazione dei parametri

Lo scavo della stazione e l'intero processo costruttivo rappresentano un aspetto molto complesso che non rientra strettamente nell'ambito di interesse di questa nota, anche se un'analisi sismica della stazione nella sua condizione finale a strutture ultimate non dovrebbe prescindere dalle modalità con cui la struttura definitiva è stata per l'appunto realizzata. Con riferimento a tale aspetto, la letteratura abbonda di cattivi esempi in cui le analisi sismiche vengono condotte trascurando del tutto il processo di costruzione e la conseguente evoluzione dell'interazione terreno struttura. Per la brevità che è tipica di queste comunicazioni, l'approfondimento di questo aspetto è qui limitato alla precisazione che il processo costruttivo, pur simulato nelle analisi, è stato in ogni caso notevolmente semplificato cercando di riprodurre deformazioni statiche nell'intorno del pozzo simili a quelle misurate nel corso del monitoraggio.

Il modello di calcolo in Figura 2, composto da 168200 elementi con una dimensione media di 2.5 m, simula lo scavo, in maniera semplificata, con una modalità *top-down* fino alla profondità di 48 m dal piano campagna, posto a una quota media di +40 m s.l.m. La falda, molto profonda (+3 m s.l.m), ove interagente è stata tenuta costantemente al di sotto del fondo scavo. Il processo è stato modellato tramite sette fasi di scavo, ognuna delle quali prevede un approfondimento del fondo del pozzo di circa 6 m. A ogni fase di scavo ne è seguita una in cui viene attivato il solaio alla quota corrispondente, con la doppia funzione di struttura definitiva e di elemento di contrasto per le strutture perimetrali: queste ultime sono state attivate in una fase iniziale di calcolo, senza tenere conto degli effetti di installazione. Tanto le paratie di pali quanto i solai sono stati modellati come elementi *plate*, visibili parzialmente in Figura 2: maggiori dettagli sono forniti da Russo *et al.* (2024). I *plate* interagiscono con gli elementi solidi che rappresentano il terreno mediante appositi elementi di interfaccia, caratterizzati da parametri di resistenza ridotti rispetto a quelli del terreno adiacente.

Il comportamento meccanico di tutti gli strati di terreno riconoscibili in Figura 3 è stato descritto con il modello costitutivo *Hardening Soil with Small-Strain Stiffness* (Benz, 2007), i cui parametri sono riportati in Tabella 1, oltre ad un angolo di dilatanza nullo ($\psi = 0$) e a $R_f = 0.9$. I parametri G_0 ed m sono stati calibrati su risultati di prove penetrometriche dinamiche SPT (Russo *et al.*, 2024), mentre i valori di $\gamma_{0.7}$ ed E_{ur} sono stati derivati per riprodurre le curve sperimentali di decadimento del modulo di taglio e di incremento del rapporto di smorzamento con la deformazione di taglio, rispettivamente $G/G_0(\gamma)$ e $\xi(\gamma)$, riportate da Fabozzi *et al.* (2017). I rimanenti parametri sono stati desunti da Russo *et al.* (2024). Allo smorzamento isteretico derivante dalla risposta del modello costitutivo è stato aggiunto un rapporto di smorzamento viscoso alla Rayleigh $\xi = 1\%$, i cui valori delle frequenze di controllo sono $f_m = 2.26$ Hz e $f_n = 4.35$ Hz per l'*input* sismico in analisi. Il comportamento meccanico al contatto terreno-struttura è stato descritto in funzione del terreno adiacente tramite un fattore riduttivo $R_{inter} = 0.8$. Per quanto riguarda le condizioni imposte al contorno del modello, ed in particolare al piano campagna, le aree occupate dagli aggregati di edifici che costeggiano lo scavo sono state sottoposte a distese di carichi verticali (in grigio in Figura 2), mentre elementi solidi, parzialmente immersi nel terreno (fino

al piano di posa delle fondazioni) sono stati adottati per modellare rispettivamente la facciata della *Basilica di Santa Maria degli Angeli* e uno degli edifici appartenente all'aggregato, qui indicato genericamente come *Edificio*. Nelle fasi di calcolo statiche sono stati vincolati gli spostamenti normali lungo i contorni laterali e gli spostamenti alla base del modello lungo le tre direzioni cartesiane, mentre nella fase di calcolo dinamica sono state applicate le condizioni al contorno periodiche *tied-nodes* nella direzione di applicazione dell'*input* sismico (direzione *x* in Fig. 2) lungo i contorni laterali, secondo la procedura descritta da Amorosi *et al.* (2016), e l'*input* sismico applicato alla base del modello assumendo un *bedrock* infinitamente rigido.

Tab. 1. Valori assegnati ai parametri del modello costitutivo HSsmall adottato per i terreni nelle analisi FEM 3D

Terreno	γ (kN/m ³)	G_0^{ref} (MPa)	m (-)	$\gamma_{0.7}$ (%)	$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ (MPa)	ν_{ur} (%)	$E_{50}^{\text{ref}} = E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ (MPa)	c' (kPa)	ϕ' (°)
riporti	15	112.6	0.6366	0.017	146.4	0.30	30.0	1	36
piroclastiti	14	112.6	0.6366	0.026	146.4	0.30	30.0	1	36
TGN	14 (secco) 16 (saturo)	925.9	0	0.100	250.0	0.35	83.3	820	27

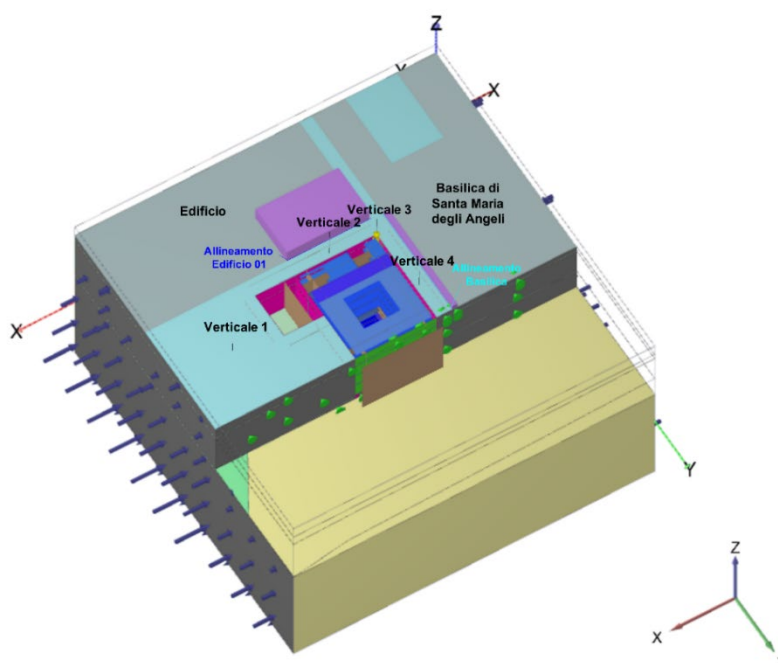


Fig. 2. Modello 3D FEM della stazione Chiaia

2.2 Definizione input sismico

I sette *input* sismici adottati nello studio parametrico dello scavo sono stati definiti in termini di storie temporali delle accelerazioni orizzontali, applicate all'*outcrop* e successivamente soggette all'operazione di deconvoluzione per essere trasferite alla base della colonna di terreno (profondità scelta pari a $z = 70$ m dal piano campagna). La definizione delle storie temporali è stata effettuata in funzione dei parametri magnitudo e distanza sorgente-sito più probabili, cioè quelli che maggiormente contribuiscono alla pericolosità del sito di Chiaia (latitudine = 41.9541°, longitudine = 15.0012°). Tali storie temporali sono state individuate tramite il codice REXEL v 3.5 sulla base dei criteri di spettro-compatibilità specificati nelle Norme Tecniche per le Costruzioni (2018) e nella relativa Circolare esplicativa (2019), dalle quali è stato altresì estratto lo spettro specifico allo Stato Limite di salvaguardia della Vita (S.L.V.) (categoria di sottosuolo A, categoria topografica T1, vita nominale $V_N = 50$ anni, classe d'uso II, tempo di ritorno $T_R = 475$ anni), ottenuto per un rapporto di smorzamento $\xi = 5\%$.

Gli accelerogrammi sono stati estratti dallo *European Strong-motion Database (ESD)* per un campo di valori della magnitudo di momento $M_w = 6 - 7$ e della distanza epicentrale $R_{ep} = 0 - 15$ km: tali valori sono stati determinati sulla base dell'analisi di pericolosità sismica e di disaggregazione sull'accelerazione di picco, *PGA*, del sito in analisi.

Gli *input* sismici, a valle dell'operazione di deconvoluzione sopra richiamata, sono stati sottoposti ad un filtro passa-basso di tipo *Butterworth* dell'ottavo ordine con $f_{max} = 10$ Hz e ad una *baseline correction* del terzo ordine, quest'ultima imposta per ottenere spostamenti e velocità nulle al termine dell'accelerogramma.

3 Risultati 3D FEM

Per ovvie ragioni di brevità i risultati qui esposti sono riferiti al solo segnale di *input* registrato dalla stazione ST26 in occasione dell'*aftershock* dell'evento sismico del Friuli (1976) ($M_w = 6$; $R_{ep} = 12$ km; storia temporale 000149xa, accelerazione di picco $a_g = 0.09g$ a valle delle operazioni sopra richiamate) e costituiscono l'inizio di uno studio parametrico volto a indagare due aspetti: (i) l'influenza della presenza dello scavo sulla risposta sismica dell'ambiente circostante rispetto a una condizione senza scavo; (ii) i possibili effetti sulla risposta sismica delle condizioni di interazione sviluppatesi al contatto tra le pareti perimetrali della struttura definitiva e le pareti dello scavo. In particolare, quest'ultimo tema è stato indagato facendo variare la rigidezza normale e tangenziale degli elementi di interfaccia tra paratia e terreno. La rigidezza delle interfacce è stata variata operando sul *virtual thickness factor*, che nel codice Plaxis 3D rappresenta il rapporto tra lo spessore virtuale t degli elementi di interfaccia e la dimensione media degli elementi del reticolo; fissata la dimensione media degli elementi del reticolo, un incremento del *virtual thickness factor* produce un incremento dello spessore virtuale t e conseguentemente una proporzionale riduzione delle rigidezze normale e tangenziale degli elementi di interfaccia (Bentley, 2023). In definitiva, le analisi di cui si espongono i risultati sono tre: una analisi di riferimento in cui l'*input* sismico è stato applicato in presenza degli edifici ma in assenza dello scavo (indicato nel seguito come "Senza Scavo"); due analisi condotte in presenza sia degli edifici sia dello scavo ma con due valori diversi della rigidezza delle interfacce (ottenuti rispettivamente con: il valore di *default* del *virtual thickness factor*, vt , pari a 0.1 e con un valore maggiorato pari a 0.3). Tra i numerosi risultati dell'analisi si presentano esclusivamente gli andamenti delle massime accelerazioni e delle massime deformazioni di taglio attinte lungo quattro verticali ritenute significative, nonché gli spostamenti verticali esibiti a piano campagna lungo due allineamenti. Le posizioni in pianta cui sono riferiti i risultati sono mostrate in Figura 2.

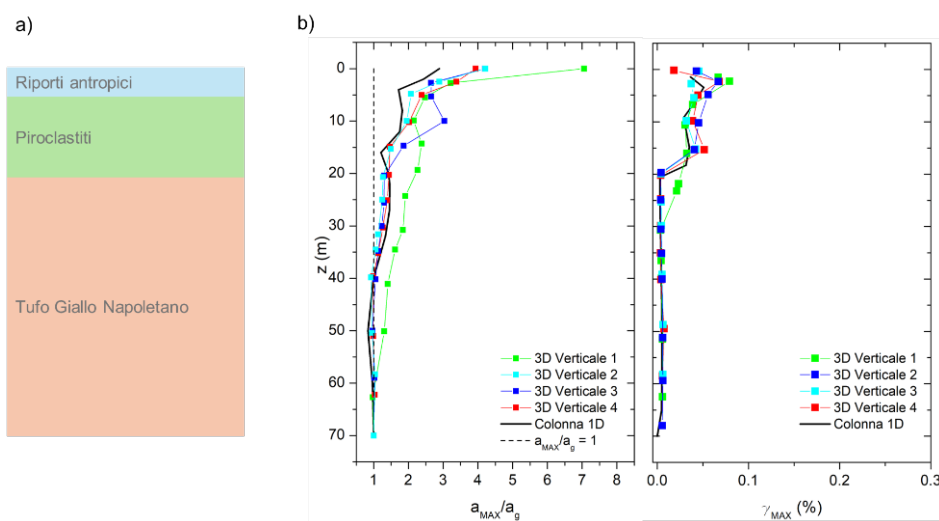


Fig. 3. a) Colonna di terreno; b) profili lungo le 4 verticali di interesse per il caso Senza Scavo: accelerazione massima normalizzata rispetto all'accelerazione massima al bedrock; massima deformazione di taglio.

I profili delle massime accelerazioni (adimensionalizzate rispetto alla massima accelerazione alla base del modello – a_g) e delle massime deformazioni di taglio nel piano verticale zx (dove x è la direzione di applicazione dell’*input* sismico), sono riportate in Figura 3 per il caso di riferimento “Senza Scavo”, e confrontate con un’analisi elasto-plastica di propagazione monodimensionale (“Colonna 1D”) utilizzata per valutare una condizione di campo libero o *free field*. Per tutte le verticali considerate, si osserva un incremento delle accelerazioni massime a partire da circa 20 m di profondità (corrispondenti alla profondità media dell’interfaccia tra tufo e piroclastiti) e fino al piano campagna, rispetto a quelle ottenute con l’analisi monodimensionale; fa eccezione il profilo relativo alla verticale 1, in cui lo scostamento rispetto al *free field* inizia già ad emergere a partire dai 50 m di profondità ed esibisce un massimo al piano campagna con un’accelerazione pari a circa 7 volte la a_g . Anche per quanto riguarda il profilo della deformazione di taglio massima, le curve si sovrappongono a quella ottenuta in *free field*, con valori circa nulli fino alla fine del banco tufaceo. La verticale 1 solo apparentemente fa ancora eccezione ma è il caso di precisare che il tetto del tufo non è costante in tutte le verticali confrontate. In particolare, per la verticale 1 il tetto del tufo si trova a 24 m di profondità. Si registrano, in generale, piccoli incrementi della deformazione di taglio massima, con un massimo lungo la verticale 1 pari a 0.08% alla profondità di 2 m dal piano campagna (*i.e.*, all’interno dello strato di riporto).

L’analisi “Senza Scavo” è stata usata come riferimento per individuare gli eventuali effetti della presenza della struttura interrata sui profili ottenuti con le analisi in cui lo scavo è stato simulato; i confronti, per le quattro verticali e per le due grandezze già rappresentate in Figura 3, sono riportati in Figura 4. Va notato che la verticale 3, posta in corrispondenza dello spigolo del pozzo di stazione tra i due solidi che modellano la facciata della basilica e l’Edificio, è quella lungo la quale le differenze tra le analisi con e senza scavo sono minime.

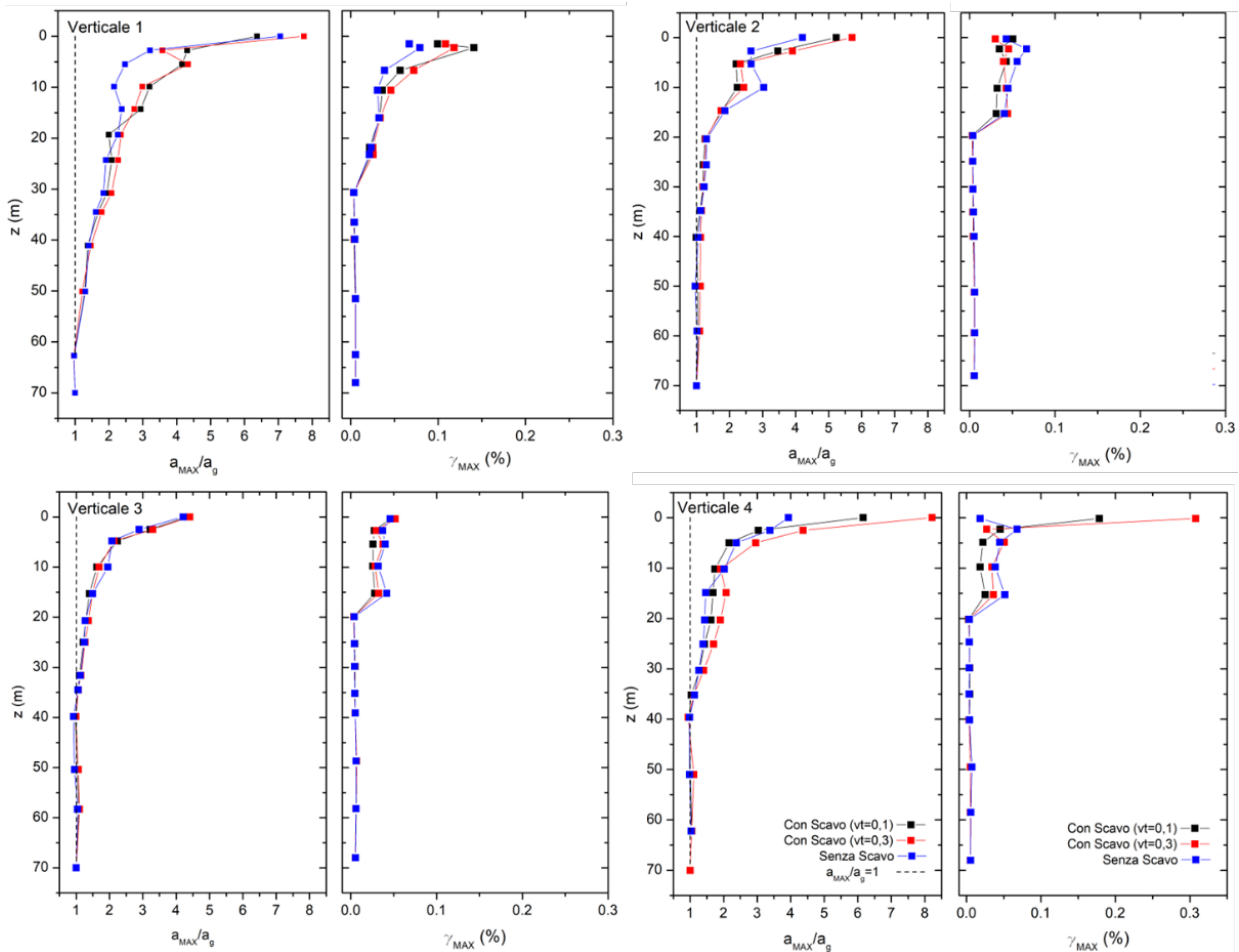


Fig. 4. Accelerazioni massime e distorsioni massime nel modello 3D FEM.

Infine, con riferimento ai due allineamenti rappresentati nella pianta di Figura 2 e che riproducono le posizioni dei capisaldi in Figura 1, sono stati estratti i valori estremi degli spostamenti verticali (*i.e.*, il massimo cedimento ed il massimo sollevamento per ciascuno dei punti considerati lungo gli allineamenti) del piano campagna prodottisi durante l'eccitazione sismica: tali valori sono rappresentati in Figura 5. Si tratta evidentemente di spostamenti non contemporanei e pertanto i diagrammi proposti non rappresentano dei profili di cedimenti/sollevamenti, ma piuttosto delle fasce entro le quali avviene il movimento del terreno in adiacenza ai fabbricati. La differenza tra le tre analisi rappresentate è poco evidente se si fa riferimento al sollevamento (valori positivi dello spostamento). I cedimenti (valori negativi dello spostamento) risultano maggiori per le analisi Con Scavo e in particolare per quella con l'interfaccia meno rigida eccetto che in prossimità degli spigoli. In ogni caso, i valori massimi di rapporto di inflessione, ottenuti considerando l'involuppo, sono contenuti e minori dello 0.1%.

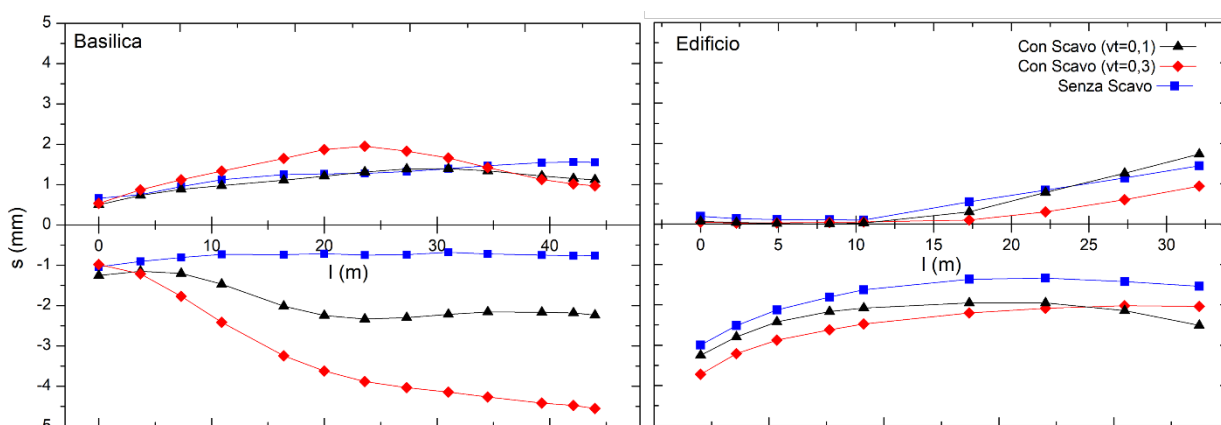


Fig 5. Massimi e minimi spostamenti verticali calcolati al piano campagna lungo i due allineamenti Basilica (a sinistra) ed Edificio (a destra).

4 Conclusioni

La stazione Chiaia rappresenta lo scavo più profondo fino ad oggi realizzato per una stazione metropolitana nel centro di Napoli. La presente nota ha voluto investigare ed esporre in forma preliminare i risultati di un'analisi di risposta sismica tridimensionale considerando le opere principali di supporto dello scavo e gli edifici di principale interesse presenti nelle immediate vicinanze dello stesso. L'analisi di pericolosità sismica ha condotto alla selezione di sette accelerogrammi e si è scelto di presentare qui i risultati relativi a quello del Friuli (1976) caratterizzato dall'accelerazione di picco a_g più bassa ($a_g = 0.09g$).

L'amplificazione sismica (senza scavo) è concentrata prevalentemente nelle piroclastiti e nei riporti superficiali con rapporti a_{max}/a_g pari in media a oltre 4 a piano campagna (colonna 1D circa 3). La distorsione massima (senza scavo) è in tutti i casi piuttosto piccola e pari a circa 0.05% costante in tutto lo strato di terreni superficiale. Il confronto tra le varie verticali con la presenza dello scavo testimonia un'amplificazione stratigrafica maggiore con valori di a_{max}/a_g che aumentano dal 50 al 180 % soprattutto nei 10 m più superficiali. La presenza di un'interfaccia più deformabile è associata alle amplificazioni maggiori. Le stesse considerazioni si possono applicare alla distorsione massima sia pure con qualche perplessità che merita un approfondimento. Ad esempio, analizzando il contenuto in frequenza associato a tali effetti. In merito agli spostamenti diagrammati in Figura 5 si nota che i valori massimi dei cedimenti raggiungono il campo 4-5 mm (valori negativi) mentre i valori minimi sono di sollevamento e contenuti nel campo 1-2 mm. La presenza dello scavo e, in aggiunta, dell'interfaccia più deformabile provocano in tutti i casi cedimenti leggermente maggiori. Gli effetti più rilevanti si leggono per la basilica di Santa Maria degli Angeli.

Bibliografia

- Amorosi, A., Boldini, D., & Di Lernia, A. (2016). "Seismic ground response at Lotung: Hysteretic elasto-plastic-based 3D analyses." *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 85, 44-61.
- Bentley (2023). "PLAXIS 3D 2023.2 – Reference Manual".
- Benz T. (2007). "Small-strain stiffness of soils and its numerical consequences". Phd, Universitat Stuttgart.
- Fabozzi, S., Licata, V., Autuori, S., Bilotta, E., Russo, G. & Silvestri, F. (2017). "Prediction of the seismic behavior of an underground railway station and a tunnel in Napoli (Italy)." *Underground Space*, 2(2), 88-105.
- Ministero delle Infrastrutture (2019). "Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018», 21/01/2019.
- Ministero delle Infrastrutture (2018). "Norme tecniche per le costruzioni. Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana 42, Decreto Ministero Infrastrutture", 17/01/2018
- Nicotera M. V. & Russo, G. (2021) "Monitoring a deep excavation in pyroclastic soil and soft rock". *Tunnelling and Underground Space Technology*, 117, November 2021, 1-18.
- Pitilakis K., & Tsinidis G. (2013). "Performance and seismic design of underground structures". *Earthquake geotechnical engineering design*, 279-340.
- Pitilakis, K., Tsinidis, G., Leanza, A., & Maugeri, M. (2014). "Seismic behaviour of circular tunnels accounting for above ground structures interaction effects". *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 67, 1-15.
- Russo G. & Nicotera M. V. (2022). "A closed form shape function describing 3D settlement field around a deep excavation in sand". *Scientific Reports*, 12(1), 18528.
- Russo G., Nicotera M.V. & Autuori S. (2019). "Three-Dimensional Performance of a Deep Excavation in Sand" (2019). *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 145(4),1-13.
- Russo G., Nicotera M. V. & Esposito I. (2024). "3D FEM Back Analysis of the Observed Performance of a Very Deep Excavation in the Historical Center of Naples, Italy". *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 150(4), 04024010.
- Russo G., Viggiani C. & Viggiani G. M. B. (2012). "Geotechnical design and construction issues for Lines 1 and 6 of the Naples Underground". *Geomechanics and Tunneling*, 5(3), 300-311.
- Sedarat H., Kozak A., Hashash Y. M., Shamsabadi A., & Krimotat A. (2009). "Contact interface in seismic analysis of circular tunnels". *Tunnelling and Underground Space Technology*, 24(4), 482-490.
- Viggiani G., Mandolini A., Flora A. & Russo G. (2010). "Excavations in the urban environment: Examples from the construction of Napoli underground". Proc. Geotechnical Conference on Geotechnical Challenges in Megacities, RU, 236-258.



PIANO DI INDAGINI PER LA CARATTERIZZAZIONE DEL SOTTOSUOLO DELLA CITTÀ ANTICA DI POMPEI PER STUDI DI MICROZONAZIONE SISMICA

Federico Latino

Università degli Studi di Napoli Parthenope/Università degli Studi di Catania
federico.latino@phd.unict.it

Mina Guastaferrò

Tecno In S.r.l.
guastaferrò@tecnoin.it

Rosa Maria Stefania Maiorano

Università degli Studi di Napoli Parthenope
rossella.maiorano@uniparthenope.it

Stefano Aversa

Università degli Studi di Napoli Parthenope
stefano.aversa.uniparthenope.it

Sommario

La microzonazione sismica rappresenta uno strumento fondamentale per la valutazione e la mitigazione del rischio sismico. Questo studio si concentra sulla Città Antica di Pompei, uno dei tesori archeologici più straordinari al mondo. Le analisi di risposta sismica locale, mirate alla previsione dello scuotimento sismico atteso in superficie, richiedono una dettagliata caratterizzazione geologica, topografica, geomorfologica e geotecnica dell'area di studio. Data la complessità dei contesti geologici e geomorfologici, è fondamentale ricostruire un adeguato modello geotecnico di sottosuolo, basato su osservazioni in sito, dati di letteratura, risultati di indagini in sito e laboratorio, e interpretazioni degli effetti di sito osservati durante precedenti eventi sismici. In questa nota, si descrive, in particolare, la campagna di indagini condotta per ricostruire la geometria del sottosuolo dell'area oggetto di studio e la sua rappresentazione in modelli bidimensionali per future analisi di risposta sismica locale. Le indagini, realizzate nell'ambito del progetto MiRA - Multi-Risk Analysis of the vulnerability of archeological sites (PRIN – PNRR), includono tecniche geofisiche attive e passive. I dati raccolti saranno cruciali per realizzare uno studio di microzonazione sismica di III livello, che consentirà di identificare le aree più vulnerabili, pianificare gli interventi di restauro e messa in sicurezza delle strutture archeologiche e dei fronti di scavo, e stabilire le priorità di intervento. Applicare queste metodologie a un sito di tale rilevanza permette di proporre un modello di riferimento per altre aree archeologiche in contesti sismicamente attivi, contribuendo significativamente alla salvaguardia del patrimonio storico e culturale globale.

1. Introduzione

Il presente lavoro ha come obiettivo primario la ricostruzione stratigrafica del sottosuolo della Città Antica di Pompei, attraverso l'analisi congiunta di diverse fonti. Tali fonti includono lavori scientifici disponibili in letteratura, sondaggi a carotaggio continuo già condotti in progetti precedenti, sebbene localizzati solo in alcune zone della Città Antica, e altre prove in sito e laboratorio condotte in occasione di tali progetti, tra cui prove Down-Hole e MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves). Inoltre, sono state programmate, eseguite e interpretate indagini geofisiche integrative, quali MASW e HVSR (Horizontal to Vertical Spectral Ratio), nell'ambito del progetto di ricerca MiRA - Multi-Risk Analysis of the vulnerability of archeological sites (PRIN – PNRR).

Questo studio è il punto di partenza di un progetto più ampio, che prevede un approccio multidisciplinare per caratterizzare il sottosuolo pompeiano e preparare uno studio avanzato di risposta sismica locale, necessario per studi di Microzonazione Sismica di terzo livello (come definito dal Working Group ICMS 2008). L'obiettivo finale è identificare le aree più vulnerabili del sito e delineare strategie efficaci per la conservazione e la sicurezza, garantendo così la protezione sismica del patrimonio storico-archeologico di Pompei.

2. Inquadramento geologico

La Città Antica di Pompei è situata nella piana di Sarno (Figura 1a), caratterizzata da una geologia complessa e da una storia sedimentaria influenzata da interazioni vulcaniche e vulcano-tettoniche e da variazioni eustatiche. L'area studiata, che ospita il sito archeologico, è un pianoro che si eleva ad un'altezza media di circa 35 m s.l.m. Secondo diversi Autori (Amato et al., 2022; Cinque et al., 1987; Cinque & Irollo, 2004), l'origine di questo pianoro è attribuita ad un antico edificio vulcanico, attivo tra 40.000 anni e 20.000 anni fa, denominato Pompeii-Vulcano. La morfologia del pianoro, sebbene appaia pianeggiante, nasconde varie strutture geomorfologiche, probabilmente risultanti dalla coalescenza dei vari crateri che costituivano l'antico edificio vulcanico.

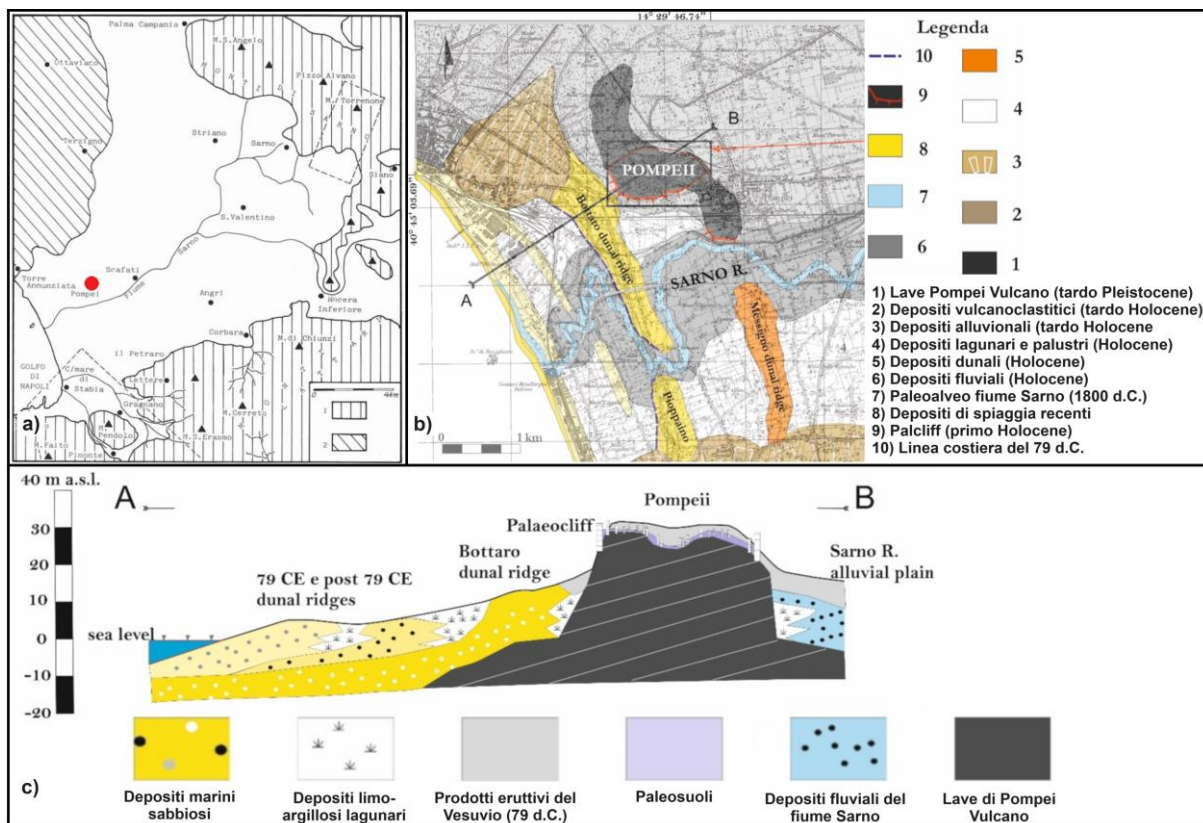


Fig 1. Posizione della città antica di Pompei all'interno della piana di Sarno (a) (Cinque et al., 1987 modificata); Carta geologica dell'area di Pompei (b) (Amato et al., 2022 modificata); Sezione geologica schematica lungo l'allineamento "AB" (c) (Amato et al., 2022 modificata)

Sul fronte tirrenico del pianoro, la trasgressione marina durante il primo periodo Olocenico, ha eroso i fianchi dell'edificio vulcanico, creando ripide scarpate che raggiungono in alcuni punti un'altezza di 15 m. Successivamente alla fase di trasgressione marina, l'area è stata soggetta a processi erosivi e sedimentari, inclusi fenomeni franosi ed eventi fluvio-gravitativi, alluvionali e pedogenetici, oltre a deposizioni di prodotti vulcanici delle eruzioni tardo Pleistoceniche-Oloceniche dei vulcani Somma-Vesuvio e Campi Flegrei (Figura 1b e 1c).

Nel pianoro dove sorge l'Antica Città, l'assetto litostratigrafico è caratterizzato da un substrato lavico

alla base (che, ai fini degli studi di MZS, può essere considerato come un *bedrock* sismico), seguito verso l'alto da terreni costituiti da paleosuoli preistorici limoso-sabbiosi con intercalazioni di prodotti derivanti dall'eruzione vesuviana di Mercato (circa 9.000 anni fa), da paleosuoli storici costituiti da ceneri fini e pomice derivanti dall'eruzione vesuviana di Avellino (circa 3.900 anni fa), da depositi alluvionali e colluviali costituiti da sabbie limose vulcaniche sciolte e livelli di ghiaia sabbiosa in alternanza. Nella parte superiore dell'assetto litostratigrafico si osservano riempimenti antropici costituiti da materiale grossolano e medio, localizzato soprattutto nelle depressioni e lungo i confini occidentali e meridionali della Città Antica (Amato et al., 2022).

3. Piano di indagini

3.1 Indagini geotecniche e geofisiche esistenti

Per condurre le analisi di risposta sismica locale, ci si avvarrà delle informazioni derivanti studi pregressi (Maiorano et al., 2019; de Sanctis et al., 2019; de Sanctis et al., 2020) e da indagini pregresse messe a disposizione dal Parco Archeologico di Pompei. Queste includono 19 sondaggi a carotaggio continuo eseguiti all'interno delle mura della Città Antica, in alcuni dei quali sono stati prelevati campioni indisturbati su cui sono state condotte prove di laboratorio, 1 prova Down Hole, 11 MASW e 6 prove penetrometriche DL30 (Fig. 2). Queste indagini, seppur numerose, sono concentrate principalmente in alcune zone della Città Antica e non sono, quindi, sufficienti per poter realizzare una modellazione bi-dimensionale accurata necessaria per gli studi di Microzonazione Sismica.

3.2 Indagini geofisiche integrative

Nel periodo compreso tra aprile e maggio 2024, nell'ambito del Progetto PRIN - PNRR, denominato MiRA: Multi-Risk Analysis of the vulnerability of archeological site, sono state eseguite indagini integrative su larga scala all'interno del Parco Archeologico di Pompei.

Considerata l'importanza storica del sito, il notevole afflusso giornaliero di turisti, le restrizioni logistiche e l'impossibilità di effettuare indagini invasive, si è deciso di condurre indagini geofisiche sia di sismica attiva (8 MASW) sia di sismica passiva (52 misure di rumore ambientale elaborate con tecnica HVSR). Le posizioni planimetriche di queste indagini sono indicate, anch'esse, nella Figura 2.

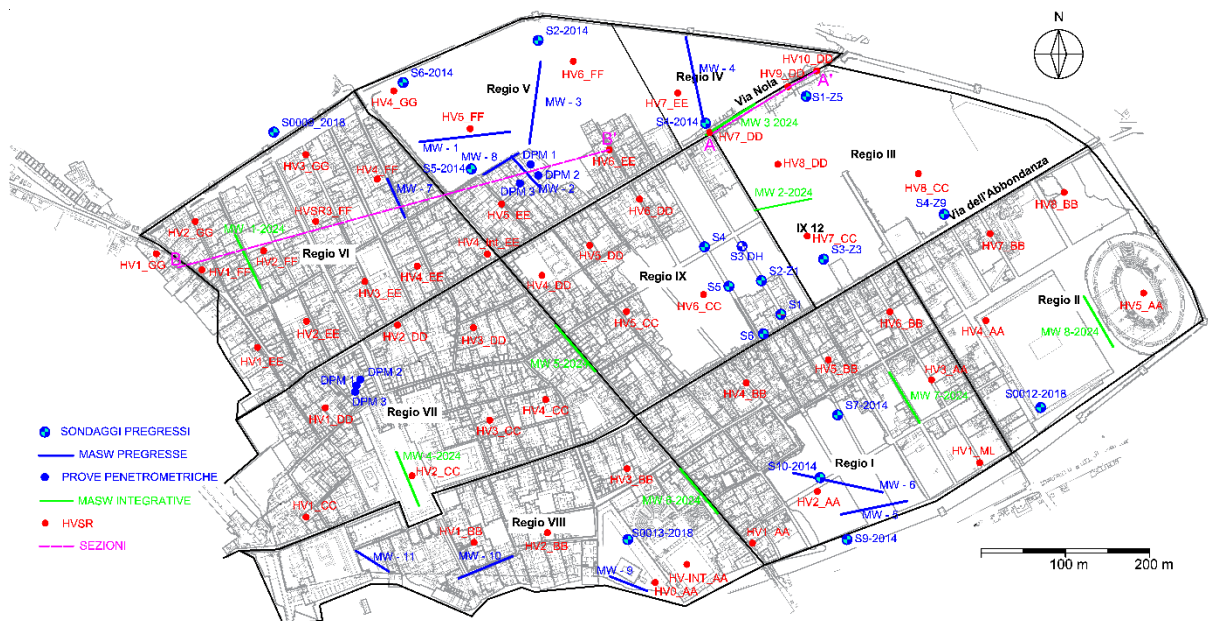


Fig 2. Planimetria delle indagini eseguite all'interno della Città Antica.

Le indagini MASW sono state condotte utilizzando un sismografo M.A.E. X610S a 24 bit, equipaggiato con 24 geofoni da 4.5 Hz. La distanza tra i geofoni è stata di 3 m, configurando un array geofonico di 69 m. Come sorgente impulsiva è stata impiegata una mazza da 8 kg insieme ad una piastra di battuta in PVC con un geofono trigger. I colpi sono stati eseguiti sia in corrispondenza del primo che dell'ultimo geofono, con un offset di 10 e 5 m per lato. Le registrazioni sono state effettuate con una finestra di registrazione di 2 secondi ad una frequenza di campionamento di 1024 Hz.

Per le misure di rumore ambientale è stato impiegato un geofono tri-componente Echo Tromo HVSR 3 (Ambrogeo) da 2Hz. Le operazioni di misurazione sono state condotte durante le ore mattutine, in zone scelte specificamente selezionate per minimizzare i disturbi antropici. Le registrazioni sono state effettuate con una frequenza di campionamento di 172 Hz e un tempo di registrazione di 20 minuti.

Come si può individuare in planimetria (Fig. 2), sia alcune registrazioni MASW, sia alcune registrazioni HVSR, sono state effettuate in prossimità di sondaggi pregressi, questo per avere un dato con cui poter calibrare e/o confrontare i risultati delle elaborazioni finali.

4. Elaborazione delle indagini geofisiche integrative

4.1 Elaborazione delle misure HVSR e delle prove MASW

La tecnica HVSR (Horizontal to Vertical Spectral Ratio), resa famosa da Nakamura (1989), applicata alle registrazioni dei microtremori, permette, mediante stima dei rapporti spettrali, di ricavare una frequenza di picco associabile alla frequenza fondamentale dei terreni. L'ampiezza del picco ricavata dipende fondamentalmente dal contrasto di impedenza fra il bedrock e i terreni di copertura. Tale indagine viene spesso utilizzata per gli studi di microzonazione (Gosar, 2007) e nel caso specifico rientra a far parte di un piano di indagini geofisiche individuate ad hoc per la presenza di diversi vincoli che impediscono l'applicazione di altre tecniche geognostiche (es. sondaggi) e geofisiche.

La registrazione del rumore ambientale prevede l'utilizzo di un geofono a tre componenti che registrano il rumore nelle tre direzioni ortogonali fra loro disponendolo saldamente alla superficie, in bolla e orientando una delle due componenti orizzontali in direzione N-S.

La stima dei rapporti spettrali H/V segue le raccomandazioni dei criteri SESAME (Atakan et al., 2004) ed è stata effettuata mediante l'uso del software Geopsy®, utilizzando finestre temporali da 20 s su un segnale registrato di 20 minuti privo di transienti (disturbi). L'eliminazione dei transienti viene effettuata confrontando l'ampiezza media del segnale nel breve periodo di tempo STA impostata ad 1 s e l'ampiezza media del segnale in un periodo di tempo più lungo LTA impostato a 20 s. Le finestre con rapporto STA/LTA compreso tra 0,5 e 2 sono considerate rumore stazionario e utilizzate per il calcolo dell'HVSR. Per ogni finestra temporale utilizzata gli spettri di ampiezza di Fourier di tutte le componenti vengono smussate con un filtro, in questo caso è stato utilizzato un filtro a finestra triangolare al 10%, prima di dividere la media quadratica degli spettri di ampiezza orizzontale per quella verticale. Il risultato finale della tecnica HVSR si ottiene effettuando una media delle ampiezze H/V, calcolate per ogni finestra temporale utilizzata e associando ad ogni valore un intervallo di confidenza (deviazione standard).

La tecnica MASW si avvale dello studio delle onde superficiali (Rayleigh o Love) per stimare la variazione di velocità delle onde di taglio con la profondità (Rahimi et al., 2021).

La procedura per applicare la tecnica MASW consta di tre step: misurazioni sul campo, elaborazione dei dati e inversione. Le misure sul campo, vengono effettuate attraverso la stesa di cavi sismici collegati ad una serie di geofoni (verticali o orizzontali) infissi nel terreno ed equidistanziati e tutto il sistema è collegato a un sismografo. L'energizzazione avviene tramite massa battente in corrispondenza del primo e dell'ultimo geofono ad una distanza prefissata. La fase di elaborazione dei dati MASW è una parte fondamentale; essa prevede come primo passo l'individuazione della curva di dispersione sperimentale (velocità di fase – frequenza; v-f) dai dati misurati, successivamente la creazione di un modello teorico di V_s di partenza a cui viene associata una curva di dispersione teorica. Il modello teorico di V_s sarà

modificato in termini di spessori, h , e velocità, V_s (processo di inversione), in modo che le curve di dispersione teoriche e sperimentali tendano a sovrapporsi trovando di conseguenza il modello di V_s finale (Angglena et al., 2022).

Nel seguente studio i dati registrati sono stati elaborati attraverso il software WinMasw (Eliosoft), che utilizza il metodo *Phase-Shift* (PS) (Rahimi et al., 2021) per lo sviluppo della curva di dispersione sperimentale; successivamente è stato creato un modello teorico di V_s utilizzando gli spessori ricavanti da sondaggi vicini e valori di V_s dei sismostrati da altre prove MASW pregresse.

I dati ottenuti delle elaborazioni HVSR sono stati integrati con i profili di velocità ottenuti dalle indagini MASW. A tal fine, i profili di velocità delle onde di taglio, V_s , con la profondità, z , ottenuti dalle indagini MASW sono stati interpolati con la seguente funzione:

$$V_s(z) = V_0(1+z)^\alpha \quad (1)$$

dove V_0 è la velocità delle onde di taglio a $z = 0$ e α un coefficiente di forma.

I coefficienti V_0 e α per i quali lo scarto tra i profili di V_s teorico e sperimentale è minimo sono stati utilizzati per convertire i valori di frequenza naturale del sottosuolo in profondità del *bedrock*, utilizzando la relazione sviluppata da Ibs-von Seht and Wohlenberg (1999):

$$h = \left[\frac{V_0(1-\alpha)}{4f} + 1 \right]^{\frac{1}{1-\alpha}} - 1 \quad (2)$$

In Figura 3, si riportano le sezioni create, in particolare modo nella SEZIONE 1 AA' vengono riportati i risultati derivanti dall'indagine HVSR 9DD e 10DD. Gli allineamenti sono stati scelti per la presenza di un significativo numero di indagini geofisiche e sondaggi a carotaggio continuo; per la loro elaborazione sono state utilizzate 4 MASW e 9 misure HVSR.

5. Risultati

I sondaggi a carotaggio continuo eseguiti in passato sui pianori della Città Antica hanno messo in luce una sequenza stratigrafica composta nella porzione superiore da prodotti vulcanici relativi all'eruzione del Vesuvio del 79 d.C., con spessori variabili tra 5 e 6 m rinvenibili sui pianori (aree di Pompei non ancora scavate). Più in profondità, si individuano terreni piroclastici sabbioso-limosi alternati a paleosuoli contenenti pomici e ceneri, legate alle eruzioni di Mercato e Avellino, con spessori variabili tra i 4 e i 7 m. alla base, si trovano infine le lave che costituiscono il *bedrock*.

Dalle informazioni derivanti dai sondaggi e dalle prove penetrometriche, sono state create due sezioni (Figura 3) una lungo via Nola con lunghezza di 146 m, e l'altra lungo la parte nord della città con lunghezza di 504 m. Attraverso le indagini HVSR opportunamente interpretate ed integrate con i profili di velocità ricavate dalle indagini MASW, è stato possibile ricavare ulteriori informazioni sulla geometria del contatto fra le lave di base e terreni di copertura. Come si può vedere nella sezione 1 AA' (Figura 3), si riportano come esempio l'andamento dei rapporti H/V lungo la verticale per le misure 9 DD e 10 DD, in queste misure sono presenti dei picchi importanti (alto rapporto H/V) associabili al contatto tra le lave di base e i terreni di copertura, l'ulteriore elaborazione effettuata applicando proprio la relazione di Ibs-von Seht and Wohlenberg (1999) ha permesso di individuare la profondità del contatto; la profondità individuata è in perfetto accordo con le informazioni ricavate dai sondaggi utilizzati come benchmark.

Dalle informazioni per tanto ricavate dai sondaggi, dalle prove geofisiche e dalle prove penetrometriche esistenti, sono state create di conseguenza delle sezioni tipo in figura 3 ove si può vedere una ricostruzione quanto più dettagliata possibile dell'andamento del contatto tra le lave e i terreni di copertura, a ciò sono stati ricavati inoltre i modelli di V_s dalle relative MASW integrative considerate (Figura 3).

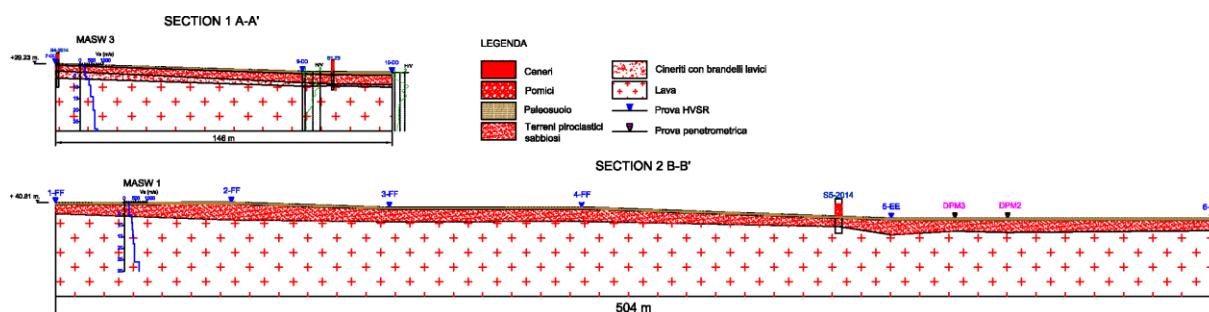


Fig. 3. Sezioni stratigrafiche ricavate da sondaggi geognostici, da prove penetrometriche e dalle misure HVSR modelli di V_s ricavati dalle indagini MASW integrative.

6. Conclusioni

Questo studio descrive la campagna di indagini condotta per ricostruire la geometria del sottosuolo della Città Antica di Pompei e la sua rappresentazione in modelli bidimensionali per future analisi di risposta sismica locale. I dati raccolti saranno cruciali per realizzare uno studio di microzonazione sismica di III livello che consentirà di identificare le aree più vulnerabili, pianificare gli interventi di restauro e messa in sicurezza delle strutture archeologiche e dei fronti di scavo, e a stabilire le priorità di intervento. Le indagini realizzate, includono tecniche geofisiche attive (MASW) e passive (HVSR). I risultati attualmente ottenuti dalle elaborazioni di queste indagini, insieme ai dati derivanti dai sondaggi geognostici pregressi, hanno permesso di ricostruire in modo dettagliato l'andamento del contatto tra le lave di base e i terreni di copertura lungo due allineamenti-prova, ricavando inoltre dalle indagini integrative MASW, i modelli di velocità V_s . La stessa metodologia verrà adottata per la creazione di sezioni definitive, che attraverseranno l'intera Città Antica lungo le direzioni principali Nord-Sud ed Est-Ovest.

Ringraziamenti

Questo lavoro preliminare è parte di un progetto PRIN PNRR (Multi-Risk Analysis of the vulnerability of archeological site) in collaborazione con l'Università Federico II di Napoli. Si vuole ringraziare la Soprintendenza del Parco Archeologico di Pompei, e in particolare l'ingegnere Vincenzo Calvanese e l'architetto Raffaele Martinelli, per la disponibilità accordata, e l'azienda TecnoIn Spa, per aver concesso strumentazioni e personale utile alla realizzazione delle indagini geofisiche integrative.

Bibliografia

- Angglena, M., Marzuki, M., & Hadi, A. I. (2022). Analysis of S-Wave Propagation and Resistivity Value in Porous Medium for Conjecture Potential of Groundwater in Lempuing Village, Bengkulu City. *Jurnal Penelitian Pendidikan IPA*, 8(2), 790-797.
- Amato, V., Covolan, M., Dessales, H., & Santoriello, A. (2022). Seismic Microzonation of the Pompeii Archaeological Park (Southern Italy): Local Seismic Amplification Factors. *Geosciences*, 12(7), 275.
- Atakan, K., Bard, P. Y., Kind, F., Moreno, B., Roquette, P., & Tenta, A. (2004). J-SESAME: A standardized software solution for the H/V spectral ratio technique. In *Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering* (pp. 1-6).
- Cinque A., Alinaghi H.H., Laurenti L. & Russo P.: Osservazioni preliminari sull'evoluzione geomorfologica della Piana del Sarno (Campania, Appennino Meridionale) (IT ISSN 0084-8948, 1987).
- Cinque, A., & Irollo, G. (2004). Il "Vulcano di Pompei": nuovi dati geomorfologici e stratigrafici. *Alpine and Mediterranean Quaternary*, 17(1), 101-116.
- de Sanctis, L., Maiorano, R. M. S., Brancaccio, U., & Aversa, S. (2019). Geotechnical aspects in the restoration of Insula dei Casti Amanti in Pompeii. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Geotechnical Engineering*, 172(2), 121-130.
- de Sanctis, L., Iovino, M., Maiorano, R. M. S., & Aversa, S. (2020). Seismic stability of the excavation fronts in the ancient Roman city of Pompeii. *Soils and Foundations*, 60(4), 856-870.

- Gosar, A. (2007). Microtremor HVSR study for assessing site effects in the Bovec basin (NW Slovenia) related to 1998 Mw5. 6 and 2004 Mw5. 2 earthquakes. *Engineering geology*, 91(2-4), 178-193.
- Ibs-von Seht, M., & Wohlenberg, J. (1999). Microtremor measurements used to map thickness of soft sediments. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 89(1), 250-259.
- Maiorano, R. M. S., de Sanctis, L., Iovino, M., & Aversa, S. (2019). Seismic amplification effects in the ancient town of Pompeii. *Earthquake Geotechnical Engineering for Protection and Development of Environment and Constructions- Proceedings of the 7th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering*, pp. 3724-3731. CRC Press.
- Rahimi, S., Wood, C. M., & Teague, D. P. (2021). Performance of different transformation techniques for MASW data processing considering various site conditions, near-field effects, and modal separation. *Surveys in Geophysics*, 1-29.
- Nakamura, Y. (1989). A method for dynamic characteristics estimation of subsurface using microtremor on the ground surface. *Railway Technical Research Institute, Quarterly Reports*, 30(1).
- Working Group ICMS (2008) *Indirizzi e criteri per la microzonazione sismica—Guidelines for seismic microzonation*. Conferenza delle Regioni e delle Province Autonome-Dipartimento della Protezione Civile.



COMPORTAMENTO CICLICO DI FONDAZIONI SUPERFICIALI SU TERRENI SATURI: ANALISI E INTERPRETAZIONE ALLA SCALA MACRO

Giuseppe Lombardi
Sapienza Università di Roma
giuseppe.lombardi@uniroma1.it

Davide Noè Gorini
Sapienza Università di Roma
davideno.gorini@uniroma1.it

Luigi Callisto
Sapienza Università di Roma
luigi.callisto@uniroma1.it

Sommario

Il presente contributo descrive un macroelemento per fondazioni superficiali su terreni saturi sviluppato per simularne la risposta sotto azioni monotone e cicliche in condizioni drenate e non drenate. Il macroelemento rappresenta un'estensione dell'approccio TIM (Thermodynamic Inertial Macroelements) al caso di comportamento idro-meccanico accoppiato: il modello riproduce la risposta multi-assiale non-lineare del sistema terreno-fondazione portando in conto gli effetti derivanti dallo sviluppo di sovrappressioni interstiziali nel volume significativo di terreno al di sotto fondazione. A seguito di un breve richiamo della formulazione, viene illustrata una validazione del modello eseguita sulla base di analisi numeriche tridimensionali svolte in ambiente OpenSees.

1. Introduzione

Lo sviluppo di importanti sovrappressioni interstiziali indotte da un evento sismico rappresenta un rischio per strutture su fondazioni superficiali in terreni saturi. Sebbene sia stato studiato sia dal punto di vista sperimentale (Dashti et al., 2010) che numerico (Karamitros & Buckovalas, 2013), non sono tuttora disponibili metodi di progetto in grado portare in conto adeguatamente questo fenomeno nell'analisi delle opere. Infatti, valutazioni delle sovrappressioni interstiziali nelle condizioni di campo libero conducono a una risposta anche molto distante da quella effettiva (Rollins & Seed, 1990), mentre analisi numeriche dell'insieme terreno-fondazione-struttura nel dominio del tempo risultano eccessivamente onerose e dunque utilizzabili solo in casi particolari.

In letteratura vi è un'ampia evidenza di macroelementi per fondazioni superficiali per azioni monotone e cicliche (ad esempio, Cremer et al., 2002, Di Prisco et al., 2003; Chatzigogos et al., 2011), tuttavia concepiti esclusivamente per esibire una risposta drenata o non drenata in termini di tensioni totali. Il macroelemento sviluppato nel presente lavoro riproduce invece il comportamento del sistema terreno-fondazione per azioni monotone e cicliche portando in conto esplicitamente le diverse condizioni di drenaggio, come illustrato nelle prosieguo.

2. Caso di studio

Come elemento di confronto, è stato sviluppato in OpenSees (McKenna et al., 2010) il modello numerico tridimensionale di Figura 1, in cui una fondazione superficiale a base quadrata poggia su un deposito di terreno a grana grossa caratterizzato da un incremento monotono della velocità delle onde di taglio V_s con la profondità. Tra la fondazione e il terreno è interposto un sottile strato di materiale granulare con resistenza ridotta per simulare la presenza di un'interfaccia attrittiva. La quota piezometrica coincide con il piano campagna. Inoltre, in virtù della simmetria delle condizioni di carico analizzate, è stato considerato solo metà modello, per ridurre i tempi d'analisi.

La discretizzazione del dominio di terreno è stata generata attraverso un codice scritto in Matlab (MathWorks, 2023), impiegando elementi finiti a 8 nodi SSPbrickUP (McGann et al., 2015), caratterizzati da un singolo punto di integrazione e sviluppati secondo una formulazione mista spostamenti-pressioni (Biot, 1962; Zienkiewicz & Shiomi, 1984). La legge costitutiva adottata per descrivere il comportamento meccanico del terreno è costituita da un legame elasto-plastico con incrudimento cinematico, denominato PDMY (Yang et al., 2002). L'elemento di fondazione è stato invece suddiviso in elementi strutturali a 4 nodi, chiamati ShellMITC4 (Dvorkin & Bathe, 1984), a comportamento visco-elastico lineare.

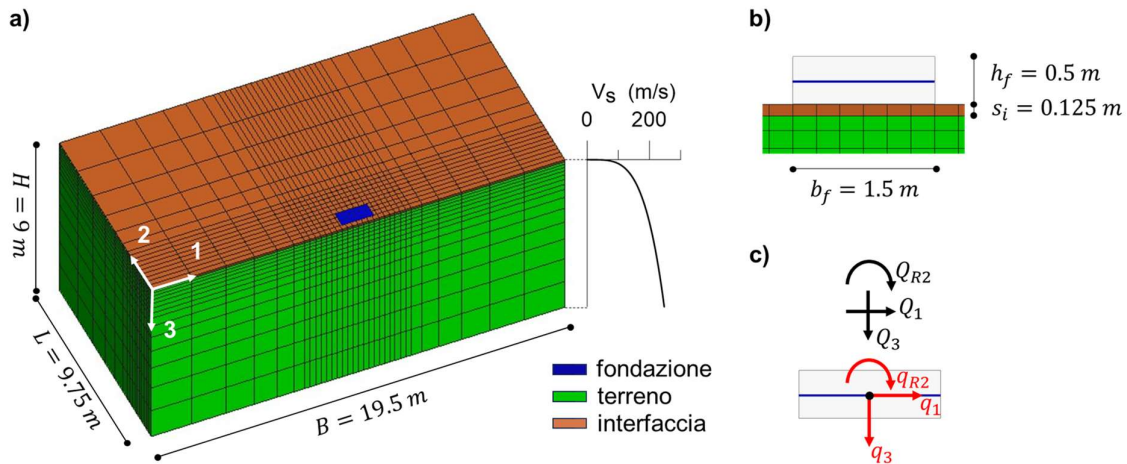


Figura 1: a) e b) modello numerico del caso di riferimento, c) componenti di carico e corrispondenti spostamenti in relazione alla fondazione presi in esame nelle analisi

3. Formulazione del macroelemento

Il macroelemento, denominato TIM-UP, consiste in un legame costitutivo incrementale tra i carichi generalizzati scambiati tra la struttura in elevazione e la fondazione, \mathbf{Q} , e i corrispondenti spostamenti e rotazioni, \mathbf{q} (Figura 1c). Il legame è descritto incrementalmente da un tensore del secondo ordine \mathbb{H} , che costituisce la matrice di rigidezza elasto-plastica tangente, tale che $\dot{\mathbf{Q}} = \mathbb{H}\dot{\mathbf{q}}$. La risposta incrementale è derivata secondo l'approccio formale della classe di macroelementi termodinamici noti come TIM (Gorini et al. 2023, Gorini and Callisto 2023, Gorini 2024). Pertanto, la risposta del TIM-UP è sviluppata nell'ambito della plasticità multi-superficie con incrudimento cinematico secondo una formulazione termodinamica completamente definita da due potenziali, le funzioni energia libera e dissipazione. Nel TIM-UP, i potenziali dei TIM sono generalizzati mediante delle variabili interne aggiuntive, per portare in conto l'evoluzione delle condizioni di drenaggio nel terreno di fondazione e la degradazione ciclica della risposta alla scala macroscopica.

La risposta non drenata consta di due diversi contributi:

- il primo, denominato "disaccoppiato", o U0, considera soltanto l'effetto macroscopico delle

variazioni di pressione interstiziale legate, alla scala meso, alla variazione della tensione totale media;

- il secondo, denominato “accoppiato”, o UC, porta in conto alla scala macroscopica gli effetti di degradazione ciclica derivanti, alla scala meso, dall’accoppiamento deviatorico-volumetrico.

Nel presente lavoro, si fa riferimento solo agli effetti derivanti dal contributo disaccoppiato U0.

Per il caso di studio in Figura 1, il vettore dei carichi è così definito $\mathbf{Q} = \{Q_1, Q_3, Q_{R2}\}$, in cui Q_1 e Q_3 sono rispettivamente il carico orizzontale e verticale (quest’ultimo positivo se rivolto verso il basso) mentre Q_{R2} è la coppia nel piano di applicazione di Q_1 , e $\mathbf{q} = \{q_1, q_3, q_{R2}\}$ contiene le componenti di spostamento coniugate. Per omogeneità dimensionale, la coppia e la rotazione sono stati normalizzati rispetto la base della fondazione b_f : $Q_{r2} = Q_{R2}/b_f$ e $q_{r2} = q_{R2}b_f$.

4. Calibrazione

L’identificazione del TIM-UP richiede la definizione di due ingredienti principali, ossia un dominio ultimo, luogo dei carichi di collasso, e la rigidezza iniziale.

La superficie ultima, $y^{(N)} = 0$, è stata ottenuta attraverso l’utilizzo dell’analisi limite in simulazioni agli elementi finiti utilizzando il codice OPTUM G3 (OptumCE, 2021). In questo modo sono state ottenute diverse combinazioni delle componenti di \mathbf{Q} corrispondenti al collasso della fondazione in condizioni drenate (indicate con l’apice D). I risultati sono stati interpolati attraverso la seguente equazione, che descrive la superficie di un iper-uovo (Gorini e Callisto 2023, Gorini 2024):

$$y^{(N)} = \left(\frac{Q_1^2}{a_1^{(N,D)^2} + \frac{Q_{r2}^2}{a_{r2}^{(N,D)^2}} \right) \left(\frac{(r^{(N,D)} - 1)Q_3^{(+,D)} - 2Q_3}{Q_3^{(+,D)}} \right)^2 + \left(\frac{2Q_3 - Q_3^{(+,D)}}{Q_3^{(+,D)}} \right)^2 - 1 = 0 \quad (1)$$

dove $Q_3^{(+,D)}$ è il carico limite verticale a compressione in condizioni drenate, $a_1^{(N,D)}$, $a_{r2}^{(N,D)}$ sono parametri di calibrazione che determinano la semi ampiezza della superficie nel piano Q_1 - Q_{r2} per un dato Q_3 ed $r^{(N,D)}$ è un coefficiente che descrive la forma della superficie.

Per le condizioni non drenate (apice U0), il dominio ultimo è stato ottenuto in via approssimata, valutando la resistenza non drenata equivalente S_u di un elemento di terreno posto al di sotto della fondazione ad una profondità pari a $b_f/2$, sotto i carichi di esercizio applicati alla fondazione, e determinando il carico limite verticale esprimendo la resistenza in tensioni totali. I rimanenti parametri della superficie sono stati ricavati in via iterativa, mantenendo costante il rapporto di forma della superficie ($r^{(N,D)} = r^{(N,U0)}$), in modo da ottenere il luogo ultimo non drenato come una contrazione omotetica di quello drenato. Un confronto tra le due superfici per il caso in esame è riportato in Figura 2a.

La risposta incrudente del TIM-UP è controllata da n di superfici di plasticizzazione e si sviluppa a partire dal raggiungimento della superficie di prima plasticizzazione ($n = 1$), che racchiude il nucleo elastico, fino alle condizioni ultime ($n = N$). Assunta un’estensione del dominio elastico lungo l’asse Q_3 pari al 10% del dominio ultimo per entrambe le condizioni di drenaggio, e mantenendo la condizione di omotetia e lo stesso rapporto di forma, le rimanenti superfici sono determinate attraverso una legge di variazione lineare dei rimanenti parametri dell’Equazione (1). Una rappresentazione delle superfici nel piano $Q_{r2} = 0$ è mostrata in Figura 2b per $N = 5$.

Quando il vettore \mathbf{Q} raggiunge l’ennesima superficie si attiva l’ennesimo flusso plastico e la matrice di rigidezza elasto-plastica tangente del sistema III viene aggiornata. Dalle analisi numeriche svolte OpenSees si è osservato che le relazioni fra le diverse componenti delle azioni e i corrispondenti spostamenti sono ben approssimate da una relazione iperbolica del tipo:

$$Q_i = \frac{q_i}{a + \frac{q_i}{b}} \quad \text{con } i = 1, r2, 3 \quad (2)$$

in cui $a = 1/H_{ii}^{(0)}$ è l’inverso della rigidezza a piccole deformazioni per il grado di libertà considerato,

anch'essa ottenuta a partire dalle analisi numeriche, mentre b è un coefficiente di calibrazione.

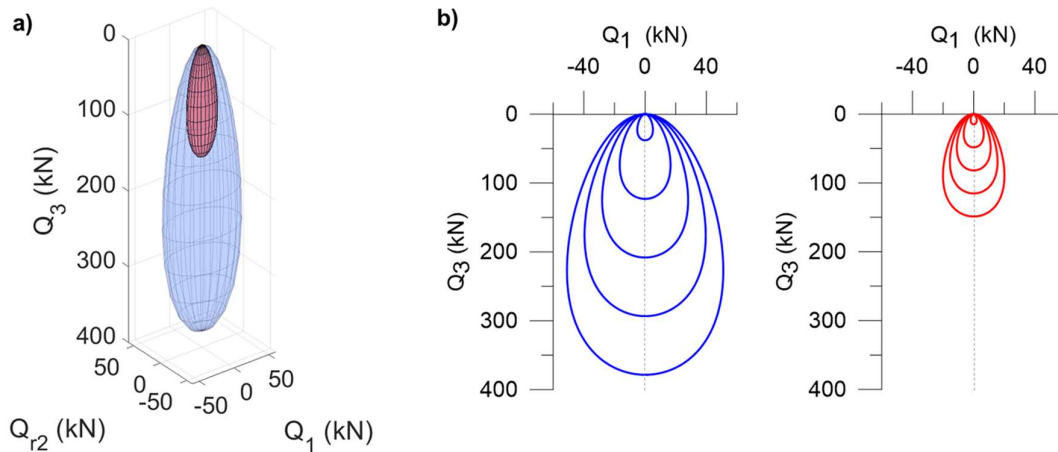


Figura 2: a) dominio ultimo e b) distribuzione delle superfici di plasticizzazione nel piano $Q_{r2} = 0$ per $N = 5$ a confronto per il caso drenato (in blu) e il caso non drenato disaccoppiato (in rosso).

Sulla base di tale relazione sono state ricavate le matrici di rigidezza $\mathbb{H}^{(n)}$ corrispondenti a ciascuna delle n superfici. La matrice di rigidezza associata al nucleo elastico (\mathbf{Q} interno alla superficie di prima plasticizzazione) è pertanto il secondo ingrediente costitutivo, che può essere alternativamente ricavato mediante le numerose soluzioni elastiche di letteratura per le fondazioni superficiali.

5. Comportamento ciclico

Il TIM-UP è stato implementato in Matlab. Nel seguito si propone un confronto tra le previsioni del macroelemento e i risultati ottenuti con il modello completo di Fig. 1 in corrispondenza di sollecitazioni cicliche incrementali in direzione 1 (orizzontale), limitatamente alle condizioni drenate (D) e non drenate con disaccoppiamento del comportamento deviatorico-volumetrico del PDMY (U0). Per entrambi i casi viene simulata una prima fase che intende riprodurre le azioni statiche, nella quale si applicata in condizioni drenate una forza verticale Q_3 corrispondente a $0.3Q_3^{(+,D)}$. Successivamente si introduce una forzante armonica in direzione orizzontale. Poiché la procedura è utilizzata per la valutazione del legame costitutivo, nel modello numerico la velocità di applicazione del carico ciclico è stata scelta, in relazione al coefficiente di permeabilità, in modo da non indurre effetti inerziali, conservando tuttavia la possibilità di variare le condizioni di drenaggio.

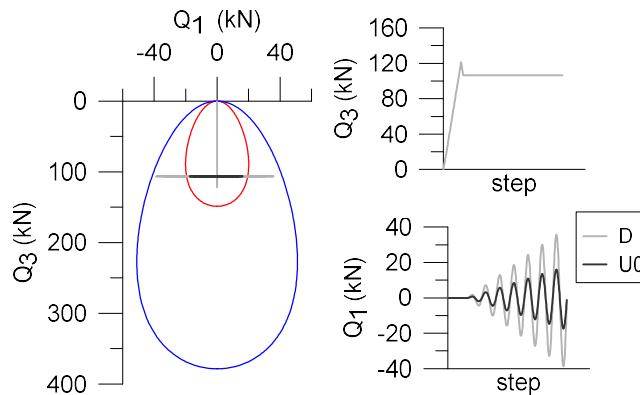


Figura 3: percorsi di carico ciclico esaminati in OpenSees per le condizioni drenate (D) e non drenate disaccoppiate (U0) rappresentati a confronto con i corrispondenti domini ultimi

La simulazione sul modello completo è stata eseguita a controllo di forze, ottenendo storie temporali di

spostamento; queste sono poi state inserite nel *driver* costitutivo del TIM-UP per ottenere le corrispondenti storie delle forze previste dal macroelemento stesso. In Figura 3 è mostrata una rappresentazione delle storie temporali di carico applicate al modello numerico, insieme ai domini ultimi utilizzati per le due diverse condizioni di drenaggio.

La Figura 4 mostra il confronto fra i legami forza-spostamento ottenuti con il modello completo e con il TIM-UP, per le condizioni drenate. Al netto di lievi scostamenti, il macroelemento riproduce bene la risposta ciclica in direzione 1 anche con un basso numero di superfici di plasticizzazione ($N = 5$). Tuttavia, la legge di flusso associata utilizzata nel TIM-UP comporta apprezzabili effetti di accoppiamento tra i diversi gradi di libertà, che si manifestano come incrementi della forza verticale Q_3 durante la fase ciclica e variazioni cicliche contenute della coppia Q_{R2} .

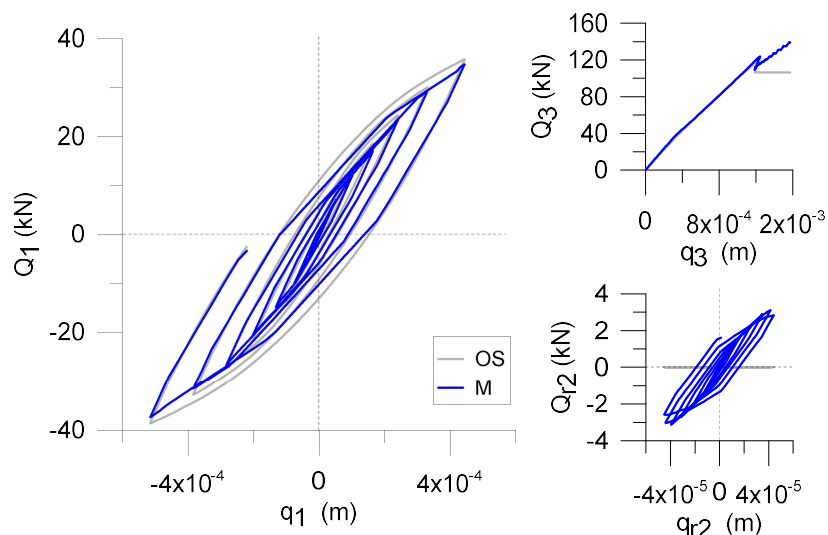


Figura 4: confronto tra OpenSees (OS) e macroelemento (M) per l'analisi ciclica drenata

Il confronto in condizioni di drenaggio impedito è mostrato in Figura 5. Anche in questo caso l'accordo appare molto buono, mentre le discrepanze tra le due tecniche di modellazione derivanti dall'accoppiamento fra i diversi gradi di libertà risultano simili alle condizioni drenate per la variazione ciclica di Q_{R2} e molto meno pronunciate riguardo l'incremento di Q_3 .

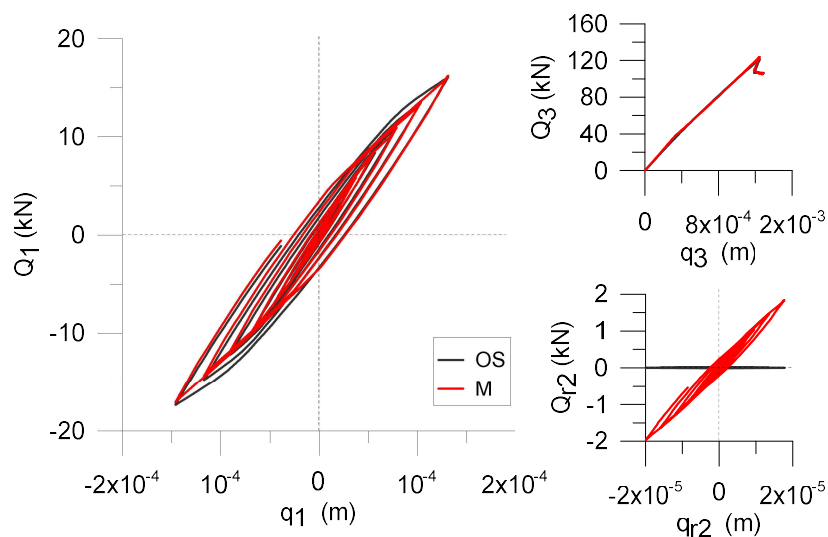


Figura 5: confronto tra OpenSees (OS) e macroelemento (M) per l'analisi ciclica non drenata

Bibliografia

- Biot, M. A. (1962). Mechanics of deformation and acoustic propagation in porous media. *Journal of applied physics*, 33(4), 1482-1498.
- Chatzigogos, C. T., Figini, R., Pecker, A., & Salençon, J. (2011). A macroelement formulation for shallow foundations on cohesive and frictional soils. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 35(8), 902-931.
- Cremer, C., Pecker, A., & Davenne, L. (2002). Modelling of nonlinear dynamic behaviour of a shallow strip foundation with macro-element. *Journal of Earthquake Engineering*, 6(02), 175-211.
- Dashti, S., Bray, J. D., Pestana, J. M., Riemer, M., & Wilson, D. (2010). Mechanisms of seismically induced settlement of buildings with shallow foundations on liquefiable soil. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 136(1), 151-164.
- DI PRISCO, C. G., Nova, R., & Sibilìa, A. (2003). Shallow footings under cyclic loading: experimental behaviour and constitutive modelling. In *Geotechnical analysis of seismic*
- Dvorkin, E. N., & Bathe, K. J. (1984). A continuum mechanics based four-node shell element for general non-linear analysis. *Engineering computations*, 1(1), 77-88.
- Gorini, D. N., Callisto, L., Whittle, A. J., & Sessa, S. (2023). A multiaxial inertial macroelement for bridge abutments. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 47(5), 793-816.
- Gorini D. N.. A unified thermodynamic-based macroelement approach. Submitted to *Acta Geotechnica*, 2024.
- Karamitros, D. K., Bouckovalas, G. D., & Chaloulos, Y. K. (2013). Insight into the seismic liquefaction performance of shallow foundations. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 139(4), 599-607.
- Gorini, D. N., & Callisto, L. (2023). A multiaxial inertial macroelement for deep foundations. *Computers and Geotechnics*, 155, 105222.
- MATLAB. Version R2023a. The MathWorks Inc., Natick, Massachusetts, 2023. URL <https://www.mathworks.com>.
- McGann, C. R., Arduino, P., & Mackenzie-Helnwein, P. (2015). A stabilized single-point finite element formulation for three-dimensional dynamic analysis of saturated soils. *Computers and Geotechnics*, 66, 126-141.
- McKenna, F., Scott, M. H., & Fenves, G. L. (2010). Nonlinear finite-element analysis software architecture using object composition. *Journal of Computing in Civil Engineering*, 24(1), 95-107.
- Nova, R., & Montrasio, L. (1991). Settlements of shallow foundations on sand. *Géotechnique*, 41(2), 243-256.
- OptumCE 2021. "OptumG3v.2021." <https://optumce.com/products/brochure-and-datasheet/>.
- Rollins, K. M., & Seed, H. B. (1990). Influence of buildings on potential liquefaction damage. *Journal of geotechnical engineering*, 116(2), 165-185.
- Roscoe, K. H. (1956). ROSCOE AND SCHOFIELD: STABILITY OF SHORT PIER FOUNDATIONS IN SAND 343. *British Welding Journal*, 3, 343.
- Yang, Z., Elgamal, A., & Parra, E. (2003). Computational model for cyclic mobility and associated shear deformation. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 129(12), 1119-1127.
- Zienkiewicz, O.C. and Shiomi, T. (1984). "Dynamic behavior of saturated porous media; the generalized Biot formulation and its numerical solution." *International Journal for Numerical Methods in Geomechanics*, 8, 71-96.



VALIDAZIONE DI UN MODELLO ENERGETICO PER LA PREVISIONE DELLE SOVRAPPRESSIONI INTERSTIZIALI SISMICHE IN SABBIA ATTRAVERSO MODELLAZIONE NUMERICA DI PROVE IN CENTRIFUGA

Giuseppe Tomasello

Università degli Studi Mediterranea di Reggio Calabria
giuseppe.tomasello@unirc.it

Daniela Dominica Porcino

Università degli Studi Mediterranea di Reggio Calabria
daniela.porcino@unirc.it

Daniela Giretti

Università degli Studi di Bergamo
daniela.giretti@unibg.it

Vincenzo Fioravante

Università degli Studi di Ferrara
vincenzo.fioravante@unife.it

Sommario

La nota presenta i risultati preliminari relativi alla validazione di modelli di generazione delle sovrappressioni interstiziali (PWP) indotte da eventi sismici in terreni sabbiosi attraverso la modellazione numerica di prove in centrifuga. Analisi non lineari di risposta sismica 1D sono state condotte utilizzando il codice di calcolo DEEPSOIL, allo scopo di verificare l'affidabilità di un modello PWP basato su un approccio energetico (Green et al. 2000) ed implementato nel DEEPSOIL. Risultati di prove di taglio semplice non drenate cicliche (CSS), eseguite sulla stessa sabbia utilizzata nelle prove in centrifuga (sabbia del Ticino), sono analizzati per la calibrazione dei parametri empirici del modello energetico da introdurre nel codice di calcolo. Le time-histories delle sovrappressioni interstiziali sismiche misurate in centrifuga sono confrontate con quelle ottenute dalle analisi numeriche a differenti profondità.

1. Introduzione

Lo sviluppo delle sovrappressioni interstiziali (Δu) residue in terreni sabbiosi soggetti ad eventi sismici di media-elevata intensità può causare una riduzione significativa della resistenza al taglio e rigidità dei terreni ed, al limite, portare all'innescio del fenomeno della liquefazione. Analisi numeriche di risposta sismica locale 1D non lineari sono spesso condotte per prevedere lo sviluppo delle Δu indotte da un evento sismico attraverso i modelli di generazione PWP implementati nei codici di calcolo ("stress-based", "strain-based" e "energy-based models" tra i più diffusi) (Vucetic & Dobry 1986; Green et al. 2000; Park et al. 2015). In particolare, diversi modelli PWP basati su un approccio energetico sono stati sviluppati sulla base dei risultati di prove di laboratorio non drenate cicliche, quali triassiali (TX) e taglio torsionale (TT) (e.g. Berrill & Davis 1985; Polito et al. 2008; Jafarian et al. 2012; Konstadinou & Georgiannou 2014; Zhou et al. 2023) mentre limitati studi riguardano prove di taglio semplice cicliche (CSS) (e.g. Mele et al. 2022; Porcino et al. 2022; Khashila et al. 2023; Tomasello & Porcino 2024). A differenza dei modelli di generazione delle Δu basati sulle tensioni

(“stress-based”) e sulle deformazioni (“strain-based”), quelli energetici presentano l’evidente vantaggio di non richiedere la conversione della sollecitazione sismica in un numero di cicli equivalenti di carico. Tra i modelli energetici, i più noti sono quelli proposti da Berrill & Davis (1985) (BS) e successivamente da Green et al. (2000) (GMP), entrambi implementati nel codice di calcolo DEEPSOIL (Hashash 2024). Il modello di Berrill & Davis (1985) è caratterizzato dalla seguente relazione tra il rapporto delle sovrappressioni interstiziali $R_u = \Delta u / \sigma'_{v0}$ e l’energia dissipata W_s :

$$R_u = \alpha \cdot \left(\frac{W_s}{\sigma'_{v0}} \right)^\beta \quad (1)$$

dove σ'_{v0} è la tensione verticale efficace iniziale, α e β sono due parametri di calibrazione del modello, positivi, con $\beta < 1$. Più recentemente Green et al. (2000) e Polito et al. (2008) hanno proposto un modello (GMP) espresso dalla seguente relazione:

$$R_u = \sqrt{\frac{W_s / \sigma'_{v0}}{PEC}} \leq 1 \quad (2)$$

ove PEC (“pseudo energy capacity”) rappresenta l’unico parametro di calibrazione da determinare. Fissando α e β nell’Eq. (1) pari a $1/PEC^{0.5}$ e 0.5, rispettivamente, si può osservare come il modello GMP può essere considerato un caso particolare del modello di Berrill & Davis (1985). Una completa discussione del modello GMP e la procedura per la derivazione del parametro PEC sono riportati in Green et al. (2000), Green (2001), e Polito et al. (2008).

Al fine di verificare l’affidabilità dei diversi modelli PWP proposti in letteratura, la modellazione fisica in centrifuga consente in maniera realistica di riprodurre la risposta in sito in termini di sviluppo delle sovrappressioni interstiziali e suscettibilità alla liquefazione sismica (Fioravante et al. 2021). Recenti studi condotti in letteratura basati sulla modellazione numerica 1D di prove in centrifuga [Dobry et al. (2018); Pervaiz et al. (2021) tra gli altri], hanno evidenziato significative differenze nelle previsioni dei diversi modelli di generazione delle sovrappressioni interstiziali cicliche (stress, strain o energy) e, per tale ragione, ulteriori ed approfonditi studi sono necessari per la calibrazione e la validazione di tali modelli sulla base di prove di laboratorio di elevata qualità condotte su diversi materiali.

2. Programma sperimentale

2.1 Materiale utilizzato

Il materiale utilizzato nella sperimentazione (prove in centrifuga e di taglio semplice non drenate cicliche) è la sabbia del Ticino (TS) le cui principali proprietà fisiche sono riportate in Tabella 1.

Tab. 1. Proprietà della sabbia utilizzata nella sperimentazione

Materiale	G_s	e_{max}	e_{min}	D_{50} (mm)	C_U
Sabbia del Ticino	2.68	0.93	0.58	0.56	1.5

Note: G_s =peso specifico dei costituenti solidi; e_{max} , e_{min} =indice dei vuoti massimo e minimo; D_{50} =diametro medio dei grani; C_U =coefficiente di uniformità.

2.2 Prove in centrifuga

Il modello fisico in centrifuga qui discusso, è stato realizzato nell’ambito del progetto LIQUEFACT ed è descritto in dettaglio in Fioravante et al. (2021). Il modello simula un deposito di terreno alto 12,5 m, omogeneo, con superficie libera della falda posta a piano campagna. Per la modellazione è stato adottato un fattore di scala geometrica $N = 50$ e il modello è stato sottoposto a un’accelerazione centrifuga di 50 g, imposta in corrispondenza della base del contenitore di prova.

La Figura 1 mostra lo schema del modello. Il terreno è stato ricostituito a bassa densità pluviando a secco la sabbia in un contenitore di tipo “Equivalent Shear Beam” (Zeng & Schofield 1996). La

metodologia di ricostruzione è stata calibrata per ottenere una densità relativa a 1 g di circa il 40%, che è aumentata ad un valore medio del 47% durante la consolidazione in volo a 50 g.

La saturazione dei modelli è stata eseguita al termine della fase di deposizione della sabbia, utilizzando un fluido caratterizzato da una viscosità pari a 50 volte quella dell'acqua.

Come mostrato in Figura 1, il modello è stato strumentato con accelerometri miniaturizzati (acc), trasduttori di pressione interstiziale (ppt) e trasduttori di spostamento (D) per misurare le accelerazioni orizzontali lungo la direzione dello scuotimento, la pressione del fluido e i cedimenti del piano campagna, rispettivamente. I trasduttori sono stati installati nel modello durante la fase di deposizione. Il modello è stato sottoposto a un terremoto denominato GM17 (Figura 1b), caratterizzato da un'accelerazione massima $PGA = 0.215$ g, durata significativa $d_{90} = 15.09$ s, intensità massima di Arias $I_{A,max} = 0.348$ m/s, e il cui contenuto energetico è concentrato a frequenze superiori a 1 Hz.

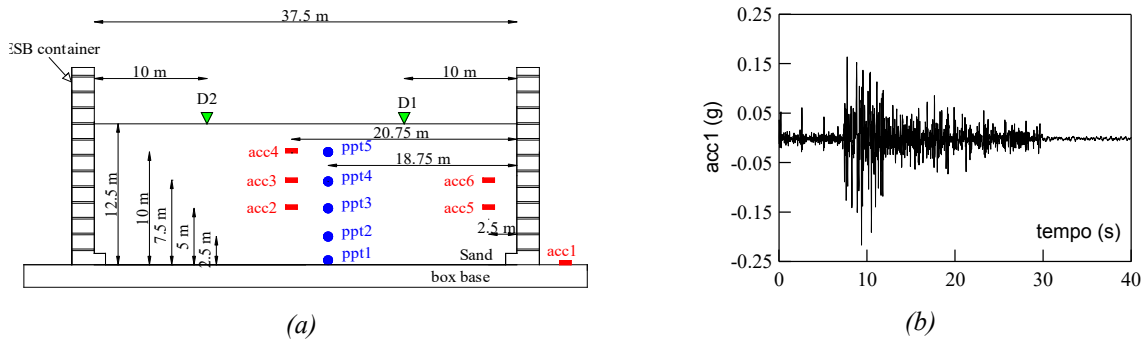


Fig. 1. (a) Vista schematica del modello impiegato nella prova in centrifuga e (b) segnale sismico di input applicato alla base. Scala prototipo.

2.3 Prove di laboratorio per la derivazione dei parametri del modello di generazione delle PWP energetico

Prove non drenate di taglio semplice cicliche (CSS) sono state eseguite sulla sabbia del Ticino utilizzando l'apparecchiatura modello NGI opportunamente modificata (Porcino et al. 2006). I provini erano ricostituiti attraverso il metodo del "moist tamping" a diversi valori di densità relativa (D_R) variabile tra 40%-90%. Tutti i provini sono stati consolidati ad una tensione verticale efficace pari a 100 kPa ($\sigma'_{v0}=100$ kPa). Le tensioni tangenziali cicliche (τ_{cyc}) applicate (prove a controllo di carico) hanno consentito di assoggettare i provini a diverse storie tensionali cicliche (CSR) costituite da cicli uniformi equivalenti di carico. Le prove sono state condotte ad una frequenza pari a 0.1 Hz.

Nelle prove non drenate di taglio semplice cicliche, l'energia dissipata per unità di volume W_s può essere calcolata dai cicli di isteresi τ - γ , utilizzando la seguente espressione:

$$W_s = \frac{1}{2} \cdot \sum_{i=1}^{n-1} (\tau_{i+1} + \tau_i) \cdot (\gamma_{i+1} - \gamma_i) \quad (3)$$

dove n =numero di incrementi di carico fino a liquefazione; τ_i e τ_{i+1} =tensioni di taglio applicate in corrispondenza degli incrementi di carico i e $i+1$, rispettivamente; γ_i e γ_{i+1} =deformazioni di taglio in corrispondenza degli incrementi i and $i+1$, rispettivamente.

I risultati sono generalmente presentati in termini di energia dissipata normalizzata ($W_{S,n}=W_s/\sigma'_{v0}$) per derivare i parametri di calibrazione dei modelli. La Figura 2a riporta la relazione non lineare tra R_u e $W_{S,n}$ per i provini sciolti della sabbia del Ticino assoggettati a diversi valori del rapporto tensionale ciclico. Facendo riferimento ai valori residui di R_u (ovvero quelli misurati in corrispondenza della condizione $\tau_{cyc}=0$ kPa), si può osservare (Figura 2a) come CSR abbia una minore influenza sulla relazione R_u - $W_{S,n}$, in accordo con quanto osservato da altri autori in prove non drenate TX cicliche (e.g. Zhou et al. 2023). Interpretando i risultati mostrati in Figura 2a attraverso il modello di Green et

al. (2000), il parametro PEC del modello risulta pari a 0.009.

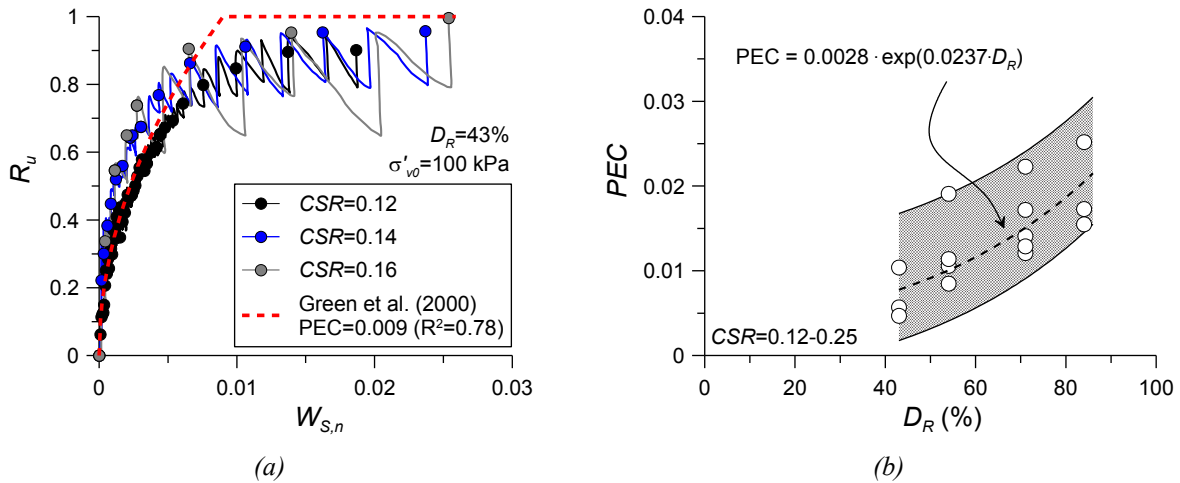


Fig. 2. (a) Relazione tra il rapporto delle sovrappressioni interstiziali cicliche e l'energia normalizzata per la sabbia del Ticino e (b) variazione del parametro PEC del modello di Green et al. (2000) con la densità relativa della sabbia.

In accordo a quanto osservato da precedenti studi (Green et al. 2000; Polito et al. 2008), la correlazione tra il parametro PEC e D_R (best-fit), basata sui risultati di prove CSS condotte sulla sabbia del Ticino, evidenzia come PEC aumenti all'aumentare di D_R :

$$PEC = 0.0028 \cdot \exp(0.0237 \cdot D_R) \quad (4)$$

I valori del parametro PEC predetti dall'Eq. (4) per una data D_R risultano minori rispetto a quelli predetti dalla relazione proposta da Polito et al. (2008) basata su prove TX non drenate cicliche, soprattutto per valori più elevati di D_R (maggiori del 55%).

3. Modellazione numerica delle prove in centrifuga

Analisi di risposta sismica 1D non lineari sono state condotte utilizzando il codice DEEPSOIL (Hashash 2024) per simulare la risposta osservata nella prova in centrifuga eseguita sulla sabbia del Ticino come descritto nel par. 2.2. Sono state fatte le seguenti assunzioni:

- a) Il livello della falda è posto al top della colonna di terreno;
- b) Il contorno inferiore è assunto impermeabile, e la dissipazione delle sovrappressioni interstiziali è consentita solamente alla superficie.

In Figura 3 sono riportati per la sabbia del Ticino i parametri di input inseriti nelle analisi, ovvero:

- il profilo della velocità di propagazione delle onde di taglio (V_s) con la profondità (Fioravante 2000) (Figura 3b);
- le curve di decadimento del modulo di taglio G e di variazione del fattore di smorzamento D con le deformazioni γ ottenute da prove di colonna risonante eseguite sulla sabbia del Ticino (Figura 3c).

Tenuto conto delle incertezze nella determinazione della D_R in centrifuga da misure di massa volume (Kutter et al. 2020), il profilo di D_R con la profondità è stato ricavato a partire dalle misure dei cedimenti del terreno “in volo” e, conseguentemente, si è ricavato l'andamento del parametro $PEC=f(D_R)$ del modello di Green et al. (2000) sulla base dei risultati di Figura 2b. Per cogliere, inoltre, la fase di dissipazione delle Δu (assunta verificarsi in direzione verticale simultaneamente alla generazione delle Δu), il valore del coefficiente di consolidazione per la sabbia del Ticino “in volo” ($C_v=cost.$) è stato posto pari a $2 \cdot C_{v0}$ (Figura 3a), essendo C_{v0} il valore di C_v in condizioni statiche.

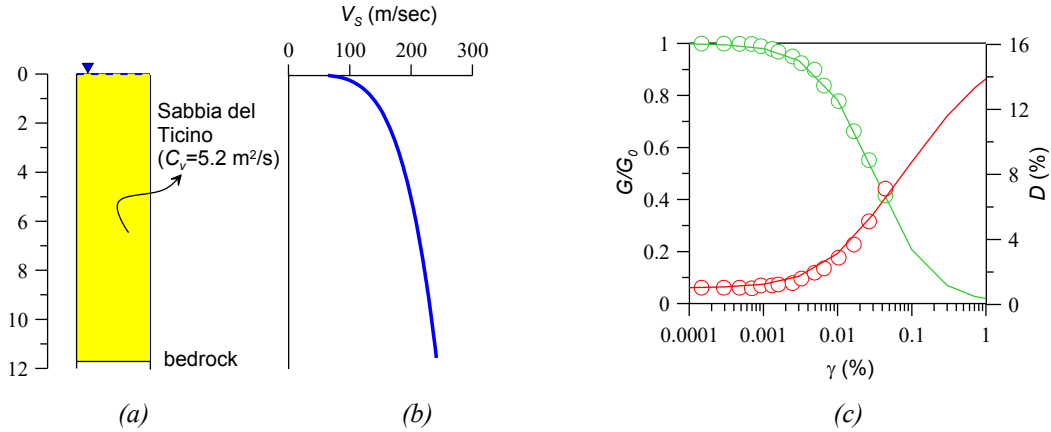


Fig. 3. (a) Profilo stratigrafico del terreno, (b) andamento con la profondità della velocità di propagazione delle onde di taglio (V_s), (c) curve di decadimento del modulo di taglio (G/G_0) e del fattore di smorzamento (D) con il livello deformativo (γ) assunti nelle analisi numeriche.

I risultati delle analisi numeriche condotte sono riportate in Figura 4. Essa presenta per diverse profondità gli andamenti nel tempo di R_u misurati in centrifuga e, per confronto, quelli ottenuti dalle analisi numeriche nelle utilizzando il modello energetico di generazione delle PWP proposto da Green et al. (2000).

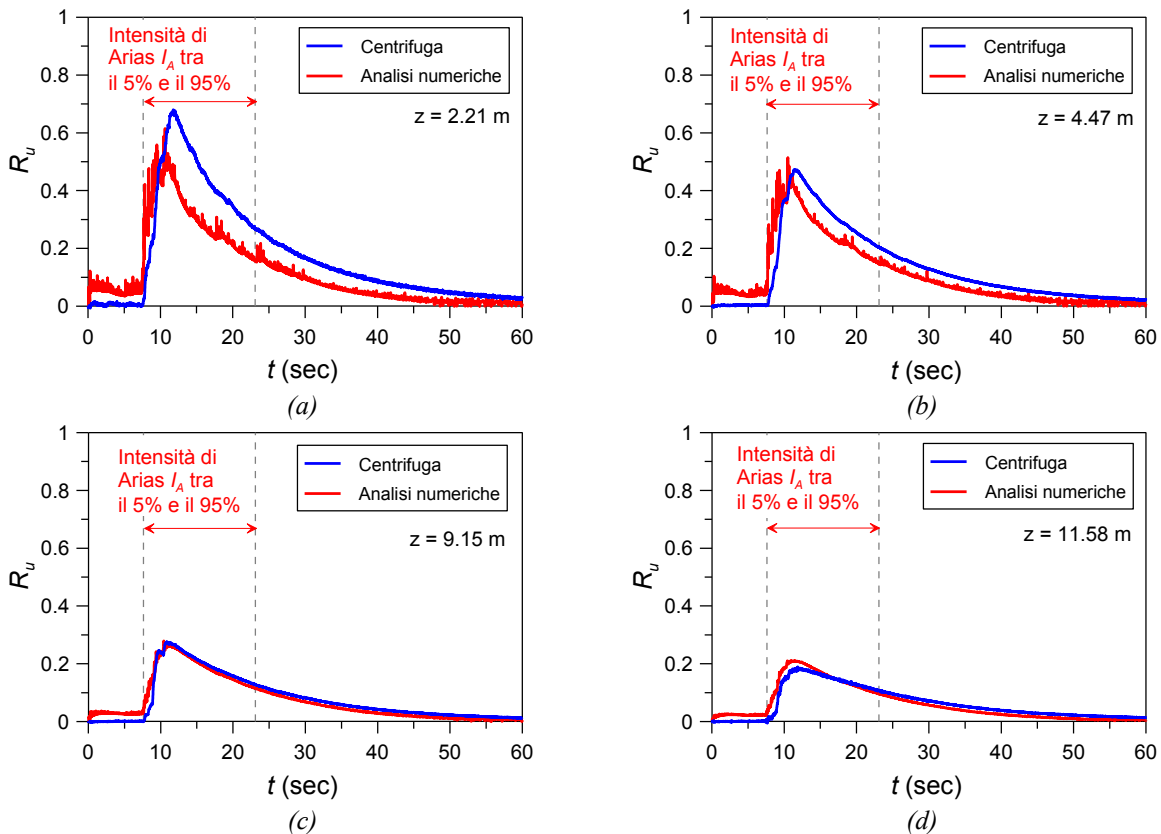


Fig. 4. Confronto tra i risultati delle analisi numeriche (modello di Green et al. 2000) condotte con il software DEEPSOIL e le misure in centrifuga in termini di generazione e dissipazione delle sovrappressioni interstiziali sismiche a diverse profondità del deposito di sabbia.

Le misure in centrifuga evidenziano come R_u aumenti rapidamente raggiungendo dopo circa 12 sec i valori massimi che risultano più elevati a basse profondità ($z=2.2 \text{ m}$) rispetto alle profondità più elevate ($z=11.6 \text{ m}$), senza che però si raggiunga una condizione limite di liquefazione iniziale ($R_u < 0.95$). Le simulazioni numeriche forniscono risultati in ragionevole accordo con quelli misurati in centrifuga; una leggera sottostima delle $R_{u,max}$ ottenute dalle simulazioni numeriche rispetto ai valori

sperimentali si osserva a basse profondità ($z=2.2$ m) (Figura 4a), così come osservato anche da altri autori (e.g. Dobry et al. 2018; Ghassemi et al. 2020). Tali differenze a basse profondità potrebbero essere spiegate in qualche misura tenendo conto di aspetti, quali le reali condizioni di flusso dell'acqua nella centrifuga, la variazione del coefficiente di permeabilità durante l'evento sismico, etc. La fase di dissipazione delle Δu è, infine, è ben colta dalle analisi numeriche a tutte le profondità (Figura 4).

4. Conclusioni

La nota presenta i primi risultati di uno studio in corso volto alla validazione di modelli di generazione delle sovrappressioni interstiziali sismiche in terreni sabbiosi. Simulazioni numeriche sono state condotte mediante il codice di calcolo DEEPSOIL per predire la risposta osservata in prove sismiche in centrifuga ove una storia sismica reale veniva applicata al modello. Sulla base di prove di taglio semplice non drenate cicliche, condotte sulla stessa sabbia utilizzata nelle prove in centrifuga, sono stati derivati i parametri del modello PWP basato su un approccio energetico [i.e. Green et al. (2000)] implementato nel DEEPSOIL. Il confronto tra misure sperimentali e simulazioni numeriche ha evidenziato, per il caso esaminato, una soddisfacente corrispondenza in termini di andamenti delle R_u generate e dissipate durante l'evento sismico soprattutto alle medie-elevate profondità. La ricerca, condotta nell'ambito di un progetto finanziato all'Università Mediterranea di Reggio Calabria – NGEU PNRR-MUR – Tech4You Spoke 4 Goal 4.7 Pilot Project 4.7.1 – Open platform "phigital space" (physical and digital) of the type "user profiling" for the advanced and dynamic codesign of interventions on the built and ex novo, proseguirà prendendo in conto diversi modelli di generazione ("stress-based", "strain-based"), differenti storie sismiche applicate ed analizzando il ruolo dei parametri di input delle analisi numeriche tra cui D_R , V_S , C_v .

Principali riferimenti bibliografici

- Dobry R., El-Sekelly W., Adboun T. (2018). "Calibration of non-linear effective stress code for seismic analysis of excess pore pressures and liquefaction in the free field", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 107, 374-389.
- Fioravante V. (2000). "Anisotropy of small strain stiffness of Ticino and Kenya sands from seismic wave propagation measured in triaxial testing", *Soils and Foundations*, 40, 159-142.
- Fioravante V., Giretti D., Airoidi S., Moglie J. (2021). "Effects of seismic input, fine crust and existing structure on liquefaction from centrifuge model tests", *Bulletin of Earthquake Engineering*, 19, 3807-3833.
- Green R.A., Mitchell J.K., Polito C.P. (2000). "An energy-based excess pore pressure generation model for cohesionless soils", Proc. Developments in theoretical geomechanics, Sidney, 383-390.
- Hashash Y.A.A. (2024). "DEEPSOIL V7.0, A non linear and Equivalent Linear Seismic Site Response of 1-D Soil Columns", User Manual. Board of Trustees of University of Illinois at Urbana-Champaign, Urbana, IL.
- Khashila M., Karray M., Hussien M.N.H., Ramirez J., Chekired M. (2023). "Validation of strain/energy-based pore pressure model in one-dimensional response analyses using centrifuge tests", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 173, 108096.
- Mele L., Lirer S., Flora A. (2022). "A simple procedure to calibrate a pore pressure energy-based model from in situ tests", *Acta Geotechnica*, 18, 1569-1591.
- Park T., Park D., Ahn J.-K. (2015). "Pore pressure model based on accumulated stress", *Bulletin of Earthquake Engineering*, 13, 1913-1926.
- Pervaiz U., Park D., Hashash Y., Xing G. (2021). "Testing performance of pore pressure models implemented in one-dimensional site response analysis program against centrifuge test data measured in mildly sloping ground", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 149, 106867.
- Porcino D.D., Tomasello G., Farzalizadeh R. (2022). "Pore-Pressure Generation of Sands Subjected to Cyclic Simple Shear Loading: An Energy Approach", Proc. 4th Int. Conf. on Performance-Based Design in Earthquake Geotechnical Engineering, Beijing, 1674-1682.
- Tomasello G., Porcino D.D. (2024). "Energy-Based Pore Pressure Generation Models in Silty Sands under Earthquake Loading", *Geosciences*, 14, 166.
- Zeng, X., Schofield A.N. (1996). "Design and performance of an Equivalent Shear Beam (ESB) model container for earthquake centrifuge modelling", *Géotechnique*, 46, 83-102.



SOIL STIFFENING EFFECTS ON GROUND SEISMIC RESPONSE: A PARAMETRIC STUDY AND APPLICATION IN A SHALLOW ALLUVIAL BASIN OF THE CENTRAL APPENNINES (ITALY)

Ferdinando Totani

Department of Civil Construction-Architecture and Environmental Engineering, University of L'Aquila, Italy

ferdinando.totani@univaq.it

Abstract

In this article the effects of the soil stiffening technique on the ground seismic response is analysed. A parametric study was conducted to investigate the two-dimensional effects of soil stiffening embedded in different alluvial valley configurations. Subsurface and foundation improvement produces effects for dynamic loads because it interferes with seismic waves and alters their transfer modalities. The changes depend on both the shape of the valley at the edges and the location where the intervention is placed. A series of viscoelastic models were created by fixing the valley shape ratio and impedance ratio by exploring the 1-10 Hz frequency range for different geometric configurations of soil improvement. The results are showed in terms of the ratio of amplification factor to highlight the effects of the soil improvement. This technique produces both seismic improvement effects for limited configurations/contexts and side effects in the surrounding areas. Considering the parametric study, soil improvement was applied to a real shallow valley in Central Italy. The study provides a stimulus and a method to 1) verify the seismic effects where the technique has already been applied; 2) verify its effectiveness in geographical contexts where urban densification for civil works is reasonably applicable.

1. Introduction

The dynamic response at the ground surface can be modified if the properties and behaviour of the subsurface foundation are altered by using techniques of soil improvement. Several authors have addressed this alternative approach to earthquake risk reduction [1–3]. Jet-grouting (JG) technique are used to solve engineering problems due to inadequate subsurface strength. While on the one hand they are used to produce benefits regarding static loads on the other hand they could also produce changes in seismic motion [4]. Moreover, the complex seismic response depends on shape of the valley, the stratigraphic conditions, the impedance ratio and the input shaking motion [5]. It is possible to state that any alteration of the subsurface geometry and its mechanical characteristics in the dynamic field create changes on the volume wave transfer modes.

The study was motivated by the desire to investigate the application of soil stiffening (SS), i.e. JG technique, in shallow valley conditions in which the differential motions generated along its profile is a relevant aspect for the design in seismic zone of structures of considerable development.

This work concerns a parametric study based firstly on a set of base models (M_0), i.e. without the presence of SS, characterised by simplified geometrical schemes and homogeneous subsurface model. Were made two assumptions regarding the inclination of the edges: rectangular (R) configuration and wedge (W) configuration. Were introduced the portions of the subsurface treated by SS whit improved mechanical properties and then a combination of models were generated in which the SS variables are essentially geometric: (i) position respect the valley section i.e. in the center (C) and lateral (L) locations; (ii) depth of the improvement portion i.e. the vertical length of the SS columns. The spacing of the

columns was assumed equal to zero i.e. the improved soil portion is continuous and homogeneous and (no assumptions on equivalent parameters were assumed). To satisfy the 2D conditions, it must be assumed that the SS is sufficiently extended in the perpendicular direction of the section. As input for each set of models were assumed six Ricker wavelets with different predominant frequencies of 1, 2, 3, 5, 7 and 10 Hz. This input frequencies and its range was chosen to embrace four requirements: (i) to reduce the computational time (ii) to include the fundamental frequency f_0 at the center of the valley according to a one-dimensional simplification theory (soil elastic layer on a rigid half-space); (iii) to study the improvement effect for buildings with a fundamental frequency of 2 to 10 Hz (corresponding to buildings with one to five floors). The results of the analyses are provided in terms of transfer functions (TF) and in terms of amplification factors AF to summarize the spectral aspects. Each SS results models that composes the parametric series were compared with the M_0 results and the amplification functions ratio (RAF) were proposed as:

$$RAF^{PGA}(x) = \frac{AF_{SS}^{PGA}(x)}{AF_{M_0}^{PGA}(x)} = \frac{\frac{PGA_{SS}^{out}(x)}{PGA_{M_0}^{inp}(x)}}{\frac{PGA_{M_0}^{out}(x)}{PGA_{M_0}^{inp}(x)}} = \frac{PGA_{SS}^{out}(x)}{PGA_{M_0}^{out}(x)} \quad RAF^{SPE}(x) = \frac{AF_{SS}^{SPE}(x)}{AF_{M_0}^{SPE}(x)} = \frac{\frac{SPE_{SS}^{out}(x)}{SPE_{M_0}^{inp}(x)}}{\frac{SPE_{M_0}^{out}(x)}{SPE_{M_0}^{inp}(x)}} = \frac{SPE_{SS}^{out}(x)}{SPE_{M_0}^{out}(x)}$$

This form of presentation of results was proposed to test the effectiveness of SS in terms of reducing the effective amplification in the defined range of periods. In order to provide an indication of the filtering nature by the SS improvement for each sections, the ratio between the TFs for the model with SS and without SS are proposed, or it possible define the Ratio of Transfer Amplification (RTF) through the following equation:

$$RTF(f) = \frac{TF_{SS}(f)}{TF_{M_0}(f)} = \frac{\frac{Ampl_{SS}^{out}(f)}{Ampl_{M_0}^{inp}(f)}}{\frac{Ampl_{M_0}^{out}(f)}{Ampl_{M_0}^{inp}(f)}} = \frac{Ampl_{SS}^{out}(f)}{Ampl_{M_0}^{out}(f)}$$

The article in the first part shows the method used for parametric model organisation and the validation of the numerical model adopted. The second part shows the numerical results relative to soil stiffening parametric models and the application to a real case of studies for a shallow valley in the area of L'Aquila (Central Italy), Roio basin, using a real set of accelerograms as input motions. This real valley was chosen because offer two section with the same characteristics of the valley sections idealized in parametric studies in term of shape ratio and predominant 1D vibration frequency at the centre.

The present study aims to quantitatively investigate the improvement/enhancement effects of a SS through a parametric approach based on parameters such as basin geometry, location, and depth of intervention. Despite the inevitable simplification of having explored limited modelling of the geometric, geotechnical, and seismic properties of the basins that contribute to the initiation and evolution of site response, this research presents the following innovations: (1) the definition of an amplification/de-amplification factor defined as a ratio RAF that highlights seismic response modifications in the presence of SS; (2) a quantification of SS-induced positive seismic effects and SS-induced negative seismic side effects and the “fields” within which it can be applied; (3) a stimulus to test the effects of existing SS and at the same time to re-think more resilient urban relocations. Although the results of the real case were interpreted in light of the parametric baseline study, however, they are not generalizable.

2. Parametric base modelling and validation

A first set of two basic models, called M_0 , were generated to create a combination of analyses that differ in edge geometry 90° (R) and 15° (W). By using the computer codes QUAD4M [6], numerical analyses of seismic site responses were carried out. By using the computer code STRATA [7] a 1D analysis at the center of the valley was also carried out to compare the results of 1D and 2D analysis.

Models	$V_{S,S}$ [m/s]	$V_{S,BR}$ [m/s]	I [°]	H [m]	L [m]	$S_{H/L}$ [°]	Edge [°]
M_0^R	360	800	2.7	60	400	0.15	R (90°)
M_0^W	360	800	2.7	60	400	0.15	W (15°)

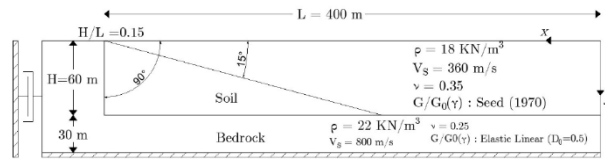


Fig 1. Geometrical framework for the parametric base models M_0^R and M_0^W

The first comparison is shown in Fig 2 between the average transfer function (TF) computed by considering 1D and 2D linear equivalent approaches. The 2D results are represented for different positions along the sections of the basic model i.e. C and L.

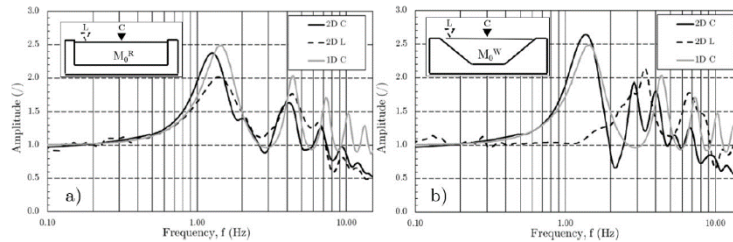


Fig 2. Comparisons between the average transfer function (TF) for 1D analyses and 2D analyses for a) M_0^R model and b) M_0^W model along C and L positions.

In terms of synthetic parameters of seismic motion fig. 4 shows the average amplification factor of peak ground acceleration profile (AF^{PGA}) and the average amplification factors of spectral acceleration profiles over a period ranges of 0.1 - 0.5 s (AF^{SPE}) for the R and W valley configurations (the horizontal coordinates was normalized with respect to the L of the valley).

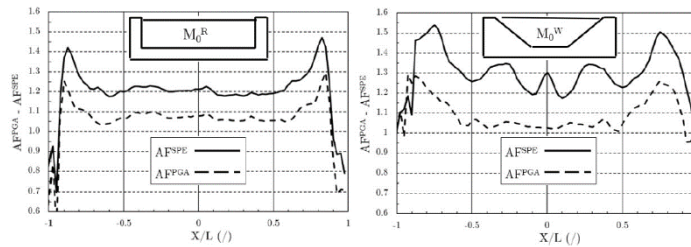


Fig 3. Comparisons between the average AF^{PGA} (thick and fine dotted lines) profile and average AF^{SPE} (thick and fine continuous lines) profile for R and W valley configurations.

3. Parametric studies with soil stiffening SS: idealization and assumption

Two different columns length CL of 10 meters (CL1) and 20 meters (CL2) meters have been provided. The horizontal extension of the SS intervention layer (B), was kept constant and equal to 40 meters.

Models	D (m)	Edge	Position SS
M_{10}^R	10	R	L
M_{20}^R	20	R	L
M_{10}^W	10	R	C
M_{20}^W	20	R	C
M_{10}^L	10	W	L
M_{20}^L	20	W	L
M_{10}^C	10	W	C
M_{20}^C	20	W	C

Fig 4. Idealization of the SS parametric model

The SS columns properties are shown in fig. 5. In this study SS could be considered as a portion of "artificial bedrock" placed at the last soil layers, understood as improvement of the foundation soil.

Columns properties	Unit weight (KN/m ³)	Young modulus (MPa)	Poisson modulus (/)	Shear modulus (MPa)	Shear wave velocity (m/s)
Medium sand whit grout	21	5400	0.35	2000	1000

Fig 5. SS columns properties

4. SS parametrical modelling results

Fig 6 show respectively the RAF parametric combinations result for R and W configuration and L and C positions.

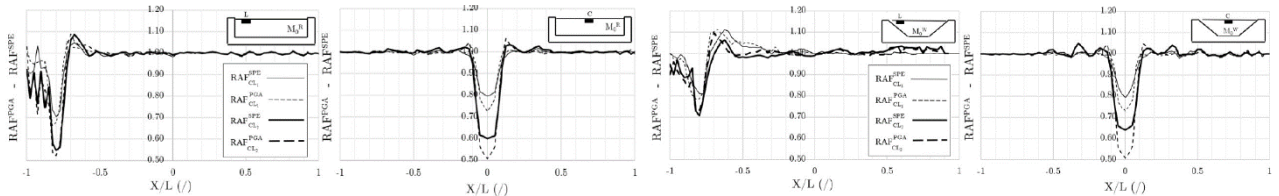


Fig 6. RAF^{PGA} and RAF^{SPE} results for R and W configuration valleys and for columns length of CL1 and CL2

5. Applications to Roio basin (L'Aquila, Central Italy) case of study and results

Fig. 8 shows the framing of the studied area and the geotechnical section and fig. 8 seismo-stratigraphic model adopted.

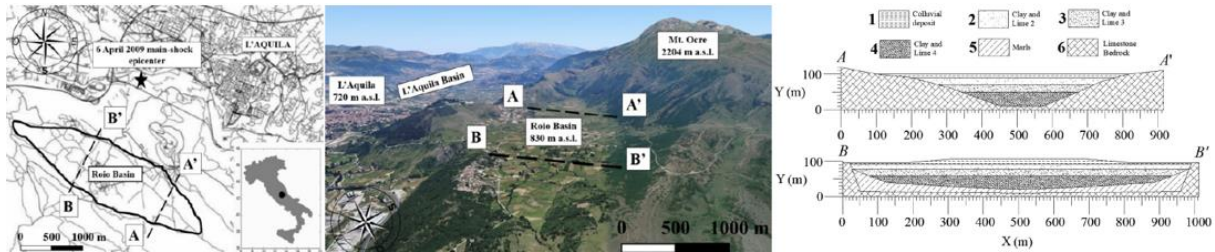


Fig 7. Roio basin and the sections of study A-A' and B-B'

Geotechnical units	Type (/)	γ KN/m ³	V_S (m/s)	Poisson coefficient (/)	D_0 (%)	G/G ₀ an D curves
1	Colluvial deposit	18	300	0.35	1	Seed(1970)
2	Clay and lime 1	19	400	0.35	2	Santucci de Magistris et al. 2013
3	Clay and lime 2	19	500	0.35	2	Santucci de Magistris et al. 2013
4	Clay and lime 3	19	600	0.35	2	Santucci de Magistris et al. 2013
5	Marls	21	700	0.35	2	Costanzo et al. 2013
6	Limestone bedrock	22	1000	0.25	0.5	Elastic

Fig 8. Mechanical and dynamical soil parameters of the geotechnical units of two sections AAW and BBR

The H/L ratio of the valley section is 0.17 so the A-A' section could be reconducted to W configuration and B-B' section to R one and consequently the two sections will be identified in the results as AAW and BBR. Fig. 8 lists the accelerograms used as input motions.

N. Acc	Event	Date	M_W	Epicentre dist.	Station (code name)	Comp.	Site class
#1	Central Italy	30.10.2016	6.5	22.6	MZ19-Pasciano Cimitero	NS	A*
#2	Central Italy	30.10.2016	6.5	18.6	ACC-Accumuli	NS	A*
#3	Central Italy	26.10.2016	5.9	10.8	CLO-Castell. di Norcia	EW	A*
#4	Central Italy	26.10.2016	6.5	19.2	MNO-Montemonaco	NS	A*
#5	Central Italy	26.10.2016	6.5	19.2	MNO-Montemonaco	EW	A*
#6	Central Italy	30.10.2016	6.5	10.5	T1212-Avendita	NS	A*
#7	Central Italy	26.10.2016	5.4	27.9	MZ21-Poggio Vitellino	EW	A*

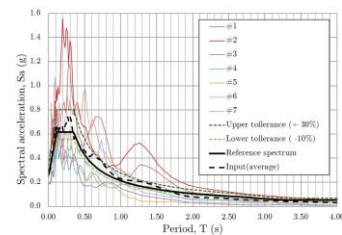


Fig 8. Input motions of seven natural accelerograms and their characteristics

As showed in the parametric validation the first comparison made between 1D and 2D TF on the control columns are showed in fig 9.

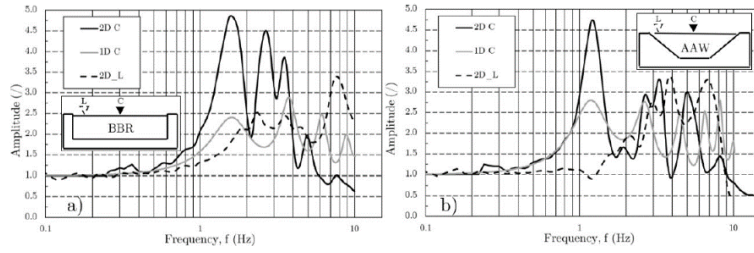


Fig 9. Average TF for 1D analyses and 2D analyses for a) BBR section and b) AAW section along section.

The results of the analyses in terms of RAF^{PGA} and RAF^{SPE} summarize the spectral amplifications aspects regarding SS applications for one CL of 10 meters and showed in fig. 10.

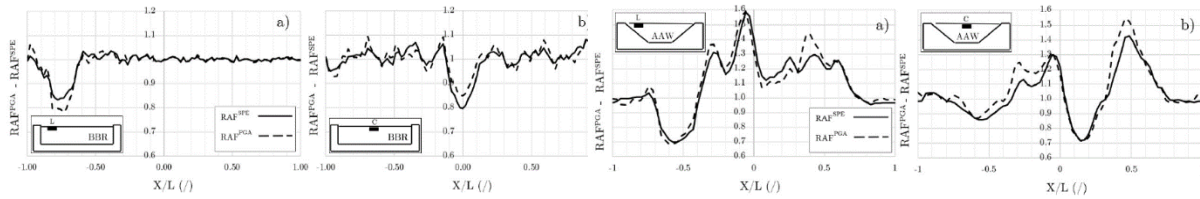


Fig 10. RAF^{PGA} and RAF^{SPE} results for BBR and AAR sections.

Fig 11 shows the 2D TF without SS improvement (also showed in fig. 9) indicated as "2D", the 2D TF with SS improvement indicated as 2D_SS and the relative RTF, for each C and L middle position.

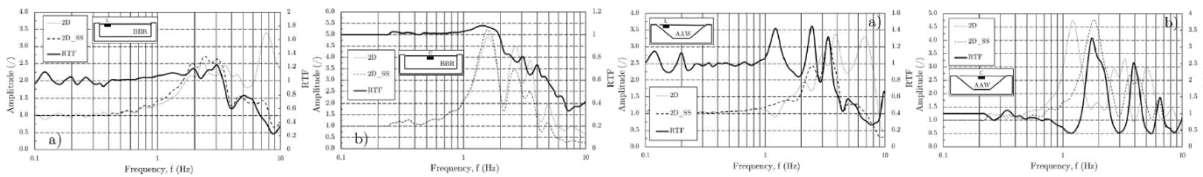


Fig 11. 2D TF without SS improvement (black dotted light lines), 2D TF with SS improvement (black dashed lines) and RTF functions for BBR and AAR section in relation to L and C positions.

6. Discussion and conclusion

A first set of comments from the validation of the model are: 1) any alteration of the subsurface geometry and its mechanical characteristics in the dynamic field create changes on the volume wave transfer modalities; 2) the interference field between the SS and volume waves depends on the 2D characteristics of the valley i.e the geometric effects due to lateral irregularity; 3) the magnitude of the effect depends on the position of the intervention in relation to the valley; 4) in some cases SS also produces amplification effects outside the improved area.

The real case of the Roio basin, where the subsoil model is fixed, for the R configuration: 1) the SS intervention produces an average reduction of 15% for the AFs if the intervention is placed at the L position and 20% if it is placed in the C position; 2) side effects are negligible if the SS is placed near the valley edges, while they are appreciable if the SS is placed in the centre of the valley. For W configuration: 1) the SS intervention produces the same average reduction of 20-25% of the amplification factor if the intervention is placed at the side of the valley or in the centre; 2) side effects are important if the SS is placed in the centre of the valley, while they are worrying if the SS is placed near the valley edges. In terms of transfer function ratio RTF for R configuration: 1) the SS starts to be active from the frequencies of 3.5 Hz and 2 Hz respectively for L and C positions 2) the reduction is smooth and progressive for higher frequencies up to 10 HZ. For the section with wedge W configuration: 1) the SS starts to be active from the frequencies of 3.5 Hz and 2.5 Hz respectively for L and C positions 2) the reduction is not progressive and present an irregular RTF depending on single frequencies.

In this regard it should be noted that latest research has provided that the aggravation factor of the valley

edge region shows a significant tendency to decrease with increasing edge angle, but poor sensitivity to the shape factor. On the contrary, the aggravation factor of the central region is positively correlated with the shape factor, but largely independent of the valley edge angle [8, 9]. This 2D aggravation is also related to the frequency range and this ensures that the site effects should be activated because they are not a persistent issue [10]. A second set of remarks is in order to point out the limitation and the future research. Regarding the assumption for which the SS has been idealised as a "piece" of continuous bedrock placed just under the ground surface, future developments may include a more realistic SS model realised as "slabs" model [11]. In this perspective it is possible to define a more effective intervention geometry of SS. However, for a solar confirmation of the proposed method application, a comparison with experimental measurements of real seismic ground motion at sites where SS is present is suggested. This important observation is necessary because no references have been found in the literature in which experimental measurements are shown on seismic risk sites where SS is present. Finally, if are interpret the results from an social-urban planning perspective is possible to propose: 1) the reduction of seismic action on structures is appreciable and not low, with the advantage that it can be considered for various structural typologies (one to a maximum of 4 floors); 2) knowledge of this reduction might be beneficial from a structural point of view and might lead to a significant cost saving as a result of the use of lower seismic design acceleration; 2) the side effects can be 'mitigated' and/or managed by considering these areas as recreation areas/lawns or urban greenery. In conclusion, in this regard the process of re-densification, which should take into account "translocal" environmental costs in production and consumption from a perspective of energy community development, could also be driven by seismic safety. This may be a trend that is configured in an urban ecological image and process of change different from those of previous phases of urbanization and transformation. In this context, an earthquake-proof contextualization of new buildings in urban geography might make sense.

References

- [1] E. Kirtas, E. Rovithis, K. Pitilakis, Subsoil interventions effect on structural seismic response. part i: validation of numerical simulations, *Journal of Earthquake Engineering* 13 (2) (2009) 155–169.
- [2] E. Kirtas, K. Pitilakis, Subsoil interventions effect on structural seismic response. part ii: parametric investigation, *Journal of Earthquake Engineering* 13 (3) (2009) 328–344.
- [3] A. Flora, D. Lombardi, V. Nappa, E. Bilotta, Numerical analyses of the effectiveness of soft barriers into the soil for the mitigation of seismic risk, *Journal of Earthquake Engineering* 22 (1) (2018) 63–93.
- [4] P. Sedighi, H. F. Schweiger, W. J. Wehr, Effect of jet-grout columns on the seismic response of layered soil deposits, *International Journal of Geomechanics* 17 (3) (2017) 04016085.
- [5] K. Makra, F. J. Chavez-Garcia, D. Raptakis, K. Pitilakis, Parametric analysis of the seismic response of a 2d sedimentary valley: implications for code implementations of complex site effects, *Soil dynamics and earthquake engineering* 25 (4) (2005) 303–315.
- [6] M. Hudson, I. Idriss, M. Beikae, et al., QUAD4M: a computer program to evaluate the seismic response of soil structures using finite element procedures and incorporating a compliant base, Center for Geotechnical Modeling, Department of Civil and Environmental, 1994.
- [7] A. R. Kottke, E. M. Rathje, Technical manual for Strata, Pacific Earthquake Engineering Research Center Berkeley, California, 2009.
- [8] M. Uzielli, J. Facciorusso, C. Madiati, Statistical calibration of two-dimensional seismic aggravation effects for homogeneous basins, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 163 (2022) 107533.
- [9] S. Qiang, H. Wang, R. Wen, Q. Liu, Y. Zhou, Investigating the effects of structural parameters on seismic aggravation of two-dimensional sedimentary valleys, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 171 (2023) 107964.
- [10] G. Molchan, T. Kronrod, G. Panza, Hot/cold spots in italian macroseismic data, *Pure and Applied Geophysics* 168 (2011) 739–752.
- [11] A. Pagliaroli, A. Avalle, E. Falcucci, S. Gori, F. Galadini, Numerical and experimental evaluation of site effects at ridges characterized by complex geological setting, *Bulletin of Earthquake Engineering* 13 (2015) 2841–2865.



EFFETTO DELLA COMPONENTE VERTICALE DEL MOTO SISMICO SULLA RISPOSTA DI UNA DIGA IN TERRA ZONATA ATTRAVERSO APPROCCI SEMPLIFICATI E AVANZATI

Mariagrazia Tretola ¹

Università degli studi del Sannio, Benevento
martretola@unisannio.it

Lucia Coppola ²

Università degli studi di Napoli Federico II
lucia.coppola@unina.it

Luca Pagano ³

Università degli studi di Napoli Federico II
lupagano@unina.it

Stefania Sica ⁴

Università degli studi del Sannio, Benevento
stefsica@unisannio.it

Sommario

Nelle analisi dinamiche di dighe in terra era pratica diffusa in passato considerare la sola componente orizzontale del moto sismico trascurando quella verticale. Quest'ultima, invece, potrebbe avere un ruolo importante sulla risposta sismica delle dighe, specialmente in condizioni *near fault*, data la contestualità di forze d'inerzia significative agenti in entrambe le direzioni.

L'articolo descrive uno studio numerico svolto attraverso approcci semplificati e avanzati, con l'obiettivo di indagare l'effetto della componente verticale del moto sismico sulla risposta di una diga in terra zonata. L'opera, situata nel sud Italia, ha la peculiarità di essere stata colpita, durante la sua fase di costruzione, dall'evento sismico dell'Irpinia del 1980 con epicentro a pochi chilometri dallo sbarramento. Le analisi numeriche sono state condotte applicando in input (i) entrambe le componenti del moto (orizzontale e verticale), (ii) la componente verticale con segno invertito e, infine, (iii) ignorando completamente la componente verticale. I risultati ottenuti mostrano che il contributo della componente verticale del moto di input sugli spostamenti permanenti del corpo diga è quasi sempre trascurabile per le analisi di tipo avanzato, in grado di portare in conto la non linearità e la plasticizzazione diffusa del corpo diga, mentre ha un ruolo maggiore sulle previsioni numeriche ottenute tramite l'approccio dinamico semplificato alla Newmark (1965).

1. Introduzione

Le dighe in terra esistenti generalmente sono caratterizzate da un rischio maggiore rispetto a quelle di nuova costruzione, specialmente se situate in zone ad elevata pericolosità sismica e non adeguatamente progettate per fronteggiare i terremoti. Attualmente, l'uso di analisi dinamiche avanzate rappresenta il modo più realistico per valutare la risposta sismica delle dighe in terra nei confronti delle azioni sismiche in abbinamento, ove possibile, anche dei dati di monitoraggio che consentono di ricostruire la storia di carico dello sbarramento e il suo comportamento nel corso degli anni. Una questione cruciale legata all'analisi delle dighe in terra tramite approcci numerici di tipo dinamico riguarda il ruolo della

componente verticale del moto sismico sulla *performance* del corpo diga. Fino a qualche decennio fa, tale contributo è stato quasi sempre trascurato, in linea con una pregressa letteratura di settore che ne aveva indicato un effetto modesto sulla risposta sismica delle dighe in terra. Tuttavia, ricerche più recenti hanno evidenziato che la componente verticale del moto può influenzare significativamente i cedimenti del corpo diga, soprattutto per quelle dighe ubicate in prossimità di faglie attive (Bureau et al., 2008; Karimian et al., 2010; Dello Russo et al., 2017; Sica & Dello Russo, 2021). Come evidenziato in Cascone et al. (2021) l'impatto della componente verticale dell'input sismico sui cedimenti permanenti di una diga in terra è sostanzialmente legato all'ampiezza e al contenuto in frequenza del segnale sismico verticale e al possibile accoppiamento con le frequenze naturali di vibrazione elastica del corpo diga in direzione verticale.

La nota illustra i risultati di analisi dinamiche semplificate e avanzate, condotte su una diga in terra zonata nei confronti dello scenario di Stato Limite di Collasso (SLC) prescritto dalla normativa italiana (NTC, 2018; NTD, 2014). Le analisi sono state eseguite con (H+V) e senza (H) l'applicazione della componente verticale del moto sismico. Nel caso in cui è stata applicata la componente verticale del moto, sono stati valutati anche gli effetti dell'inversione di segno della stessa (H-V). Vengono inoltre presentate e discusse le frequenze fondamentali in direzione orizzontale e verticale del corpo diga e come queste possono influire sulla risposta del corpo diga in termini di cedimenti sismo-indotti.

2. Caso studio

La diga in esame (Fig. 1) è situata in provincia di Avellino e appartiene alla tipologia di diga zonata, la cui tenuta idraulica è affidata a un nucleo centrale. In particolare, il nucleo è costituito da limi sabbiosi e argillosi mentre i fianchi sono formati da ghiaie sabbiose più o meno limose. I filtri, interposti tra nucleo e fianchi, sono composti da terreni a granulometria intermedia (sabbie con ghiaie limose). Al di sotto del rilevato diga è stata individuata l'argilla grigio azzurra. La costruzione del rilevato è avvenuta negli anni Ottanta ed è stata interrotta poco dopo a causa dell'evento sismico del 23 novembre 1980. Al momento della sospensione dei lavori, il rilevato era costruito solo parzialmente. Qualche anno dopo i lavori di costruzione riprendono per essere ultimati nel 1989, anno in cui il rilevato ha raggiunto la sua massima altezza di 46 m. Nel 2021, in aggiunta alle indagini eseguite in fase di progettazione ed esecuzione dello sbarramento, sono state eseguite indagini geonostiche integrative (sondaggi e prove Cross-Hole) nella zona centrale del corpo diga.

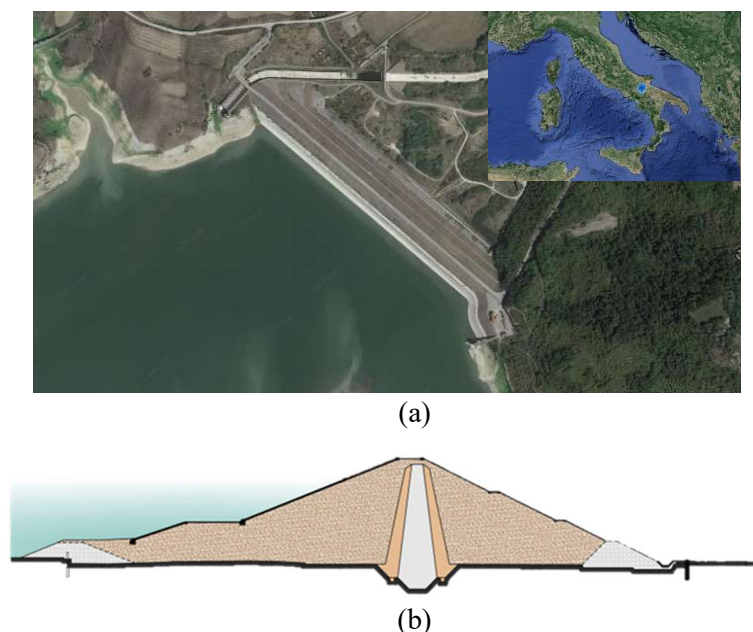


Fig. 1. (a) Planimetria e (b) sezione maestra della diga di riferimento.

2.1 Modello numerico

Le analisi dinamiche avanzate sono state condotte utilizzando il software agli elementi finiti Plaxis 2D, modellando la sezione maestra in Fig. 2-a in condizioni bidimensionali. Una sequenza di analisi preliminari è stata simulata prima dell'applicazione dei segnali sismici di scenario (SLC) al fine di riprodurre lo stato tensionale nell'opera, includendo anche l'evento sismico del 1980. L'acqua di invaso è stata modellata applicando sul paramento di monte e sui sottostanti terreni di fondazione una distribuzione di pressioni idrostatiche, regolata dalla quota prefissata dell'invaso.

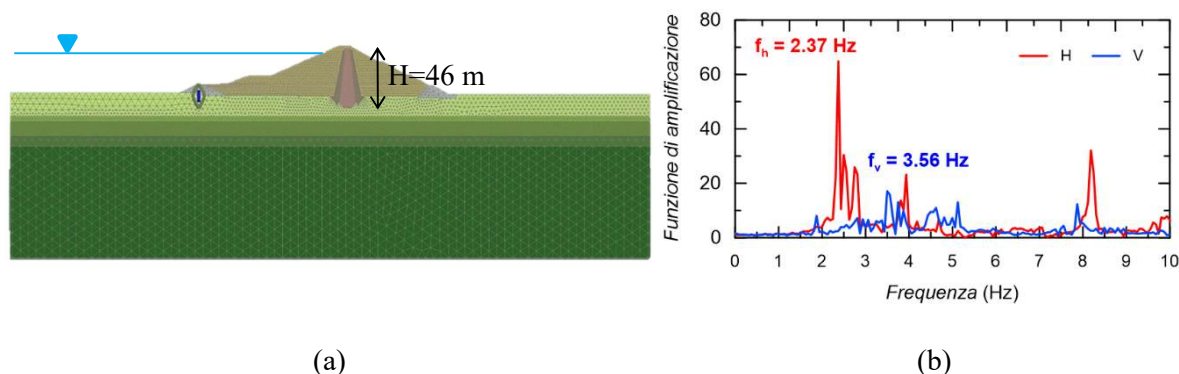


Fig. 2. (a) Modello numerico agli elementi finiti e (b) funzione di amplificazione del corpo diga.

Le analisi dinamiche avanzate sono state eseguite tenendo conto del comportamento non lineare del terreno, con i valori del modulo di taglio a piccole deformazioni, G_0 , desunti dalle prove Cross-Hole eseguite in sito e attribuendo ai terreni in gioco un modello costitutivo elastoplastico di tipo avanzato, denominato *Hardening Soil with Small Strain Stiffness* (Shanz et al., 2019). Tale modello è in grado di descrivere con sufficiente accuratezza la risposta non lineare, isteretica e plastica del terreno dai più piccoli ai più elevati livelli di deformazione indotti.

Lungo la frontiera inferiore del deposito di fondazione sono stati utilizzati particolari elementi assorbenti (*compliant base*) che evitano la riflessione delle onde, agendo in maniera analoga agli smorzatori viscosi di Lysmer & Kuhlemeyer (1973), mentre lungo le due frontiere laterali del modello sono state applicate le condizioni al contorno di *free-field*, che impongono il moto sismico ricavato da analisi di risposta sismica locale 1D. Nelle fasi statiche iniziali, le suddette condizioni di vincolo sono state rimpiazzate da frontiere di tipo elementare (cerniere e carrelli). L'input sismico è stato applicato sotto forma di storia temporale di accelerazione sulla frontiera inferiore del modello, individuata nel deposito di argille grigio azzurre alla profondità in cui la velocità delle onde di taglio è $V_s \approx 880 \text{ m/s}$ (*bedrock*). In Fig. 2-b sono, inoltre, riportate le prime frequenze naturali di vibrazione elastica della diga in direzione orizzontale ($f_h = 2.37 \text{ Hz}$) e verticale ($f_v = 3.56 \text{ Hz}$). Per ricavare le suddette frequenze, è stata effettuata un'analisi dinamica nel dominio del tempo, utilizzando un *white noise* come segnale di input e calcolando poi il rapporto tra gli spettri di Fourier dei segnali accelerometrici in cresta e alla base della diga, lungo l'asse baricentrico del rilevato.

2.1 Segnali di input

La risposta sismica della diga è stata valutata con riferimento allo Stato Limite di Collasso (SLC), cui è associato un periodo di ritorno $T_R=1950$ anni e accelerazione orizzontale massima su roccia al sito di ubicazione dell'opera pari a 0.476g. Le tracce accelerometriche utilizzate nelle analisi dinamiche semplificate e avanzate sono state derivate da uno studio *ad hoc* della pericolosità sismica di base e sono state selezionate dal PEER (*Pacific Earthquake Engineering Research center*) Ground Motion Database. La spettro-compatibilità è stata imposta nell'intervallo dei periodi 0.3s-0.9s con lo spettro isoprobabile (*Uniform Hazard Spectrum*, UHS) ottenuto dall'analisi di pericolosità sismica, in quanto più cautelativo rispetto allo spettro di norma previsto dalle NTC2018. In Tabella 1 vengono riportati i

parametri più significativi dei segnali accelerometrici degli eventi selezionati, quali magnitudo, distanza epicentrale, accelerazione di picco delle due componenti e frequenze predominanti.

Tabella 1. Caratteristiche dei segnali di input selezionati su roccia.

ID	Evento	Magnitudo	Dist. Epic. (km)	$a_{x,max}$ (g)	$a_{y,max}$ (g)	$a_{y,max}/a_{x,max}$	$f_{p,H}$ (Hz)	$f_{p,H}/f_{H,diga}$	$f_{p,V}$ (Hz)	$f_{p,V}/f_{V,diga}$
#680	Whittier Narrows-01	5.99	6.78	0.459	0.537	1.17	1.42	0.60	1.82	0.51
#788	Loma Prieta	6.93	72.90	0.584	0.236	0.40	2.12	0.89	0.90	0.25
#797	Loma Prieta	6.93	74.04	0.549	0.180	0.33	1.00	0.42	0.62	0.17
#804	Loma Prieta	6.93	63.03	0.389	0.138	0.35	1.50	0.63	1.37	0.38
#1011	Northridge-01	6.69	15.11	0.528	0.203	0.38	1.30	0.55	4.17	1.17
#1432	Chi-Chi_Taiwan	7.62	116.64	0.624	0.181	0.29	0.35	0.15	1.06	0.30
#1587	Chi-Chi_Taiwan	7.62	62.11	0.408	0.126	0.31	1.68	0.71	1.27	0.36

3. Risultati delle analisi dinamiche avanzate e semplificate

Con riferimento ai risultati delle analisi in cui si sono state applicate entrambe le componenti del moto di input, la Fig. 3 mostra, a titolo di esempio, la deformata del corpo diga (Fig. 3a) con la distribuzione degli spostamenti verticali (Fig. 3b) e delle deformazioni distorsionali (Fig. 3c) al termine dell'evento sismico #1432, che, tra i vari gruppi di segnali restituiti dallo studio sismologico, è risultato il più gravoso in termini di spostamenti sismo-indotti per lo scenario SLC.

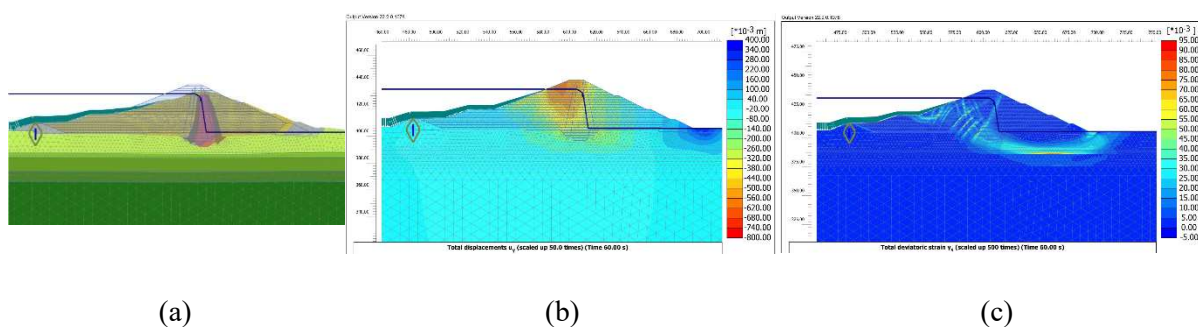


Fig. 3. Deformata del corpo diga (a), con distribuzione degli spostamenti verticali (b) e delle deformazioni distorsionali (c) al termine dell'evento sismico #1432 (H+V).

Come è tipico per una diga zonata in condizioni di serbatoio pieno, il corpo diga si deforma maggiormente a monte, a causa della riduzione delle tensioni medie efficaci per effetto dell'acqua di invaso. Le deformazioni distorsionali plastiche (Fig. 3c) partono dal fianco di monte, approssimativamente al di sotto del livello di invaso, coinvolgono la parte bassa del nucleo e si concentrano poi a valle nello strato superiore dell'argilla di base (Fig. 3c), delineando una superficie di scivolamento pressoché circolare.

Tabella 2. Spostamenti permanenti verticali (u_y) e orizzontali (u_x) in cresta al variare dell'input sismico nel caso in cui la componente verticale del moto viene omessa (H), inclusa (H+V) o invertita di segno (H-V).

ID	Spst. vert. in cresta (m)						Spst. orizz. in cresta (m)		
	$u_y H$	$u_y H+V$	Var.%	$u_y H-V$	Var.%	u_y	$u_x H$	$u_x H+V$	$u_x H-V$
#680	-0.130	-0.116	-11.1%	-0.137	4.9%	0.002	-0.029	0.030	
#788	-0.265	-0.268	1.2%	-0.249	-6.1%	0.078	0.062	0.061	
#797	-0.322	-0.312	-3.0%	-0.320	-0.5%	0.117	0.099	0.102	
#804	-0.225	-0.223	-0.6%	-0.226	0.4%	0.060	0.034	0.067	
#1011	-0.147	-0.137	-6.9%	-0.150	1.7%	0.074	0.059	0.062	
#1432	-0.477	-0.473	-0.8%	-0.431	-9.6%	0.360	0.352	0.330	
#1587	-0.359	-0.335	-6.5%	-0.352	-1.9%	0.035	0.025	0.042	

La Fig. 4 mostra le storie temporali di spostamento orizzontale e verticale, ottenute in un punto di controllo in cresta alla diga per effetto dei quattro gruppi di segnali SLC più gravosi. Nella stessa figura

si riportano anche le accelerazioni orizzontali e verticali di input (quelle restituite dagli studi sismologici previa deconvoluzione alla base del modello numerico agli elementi finiti).

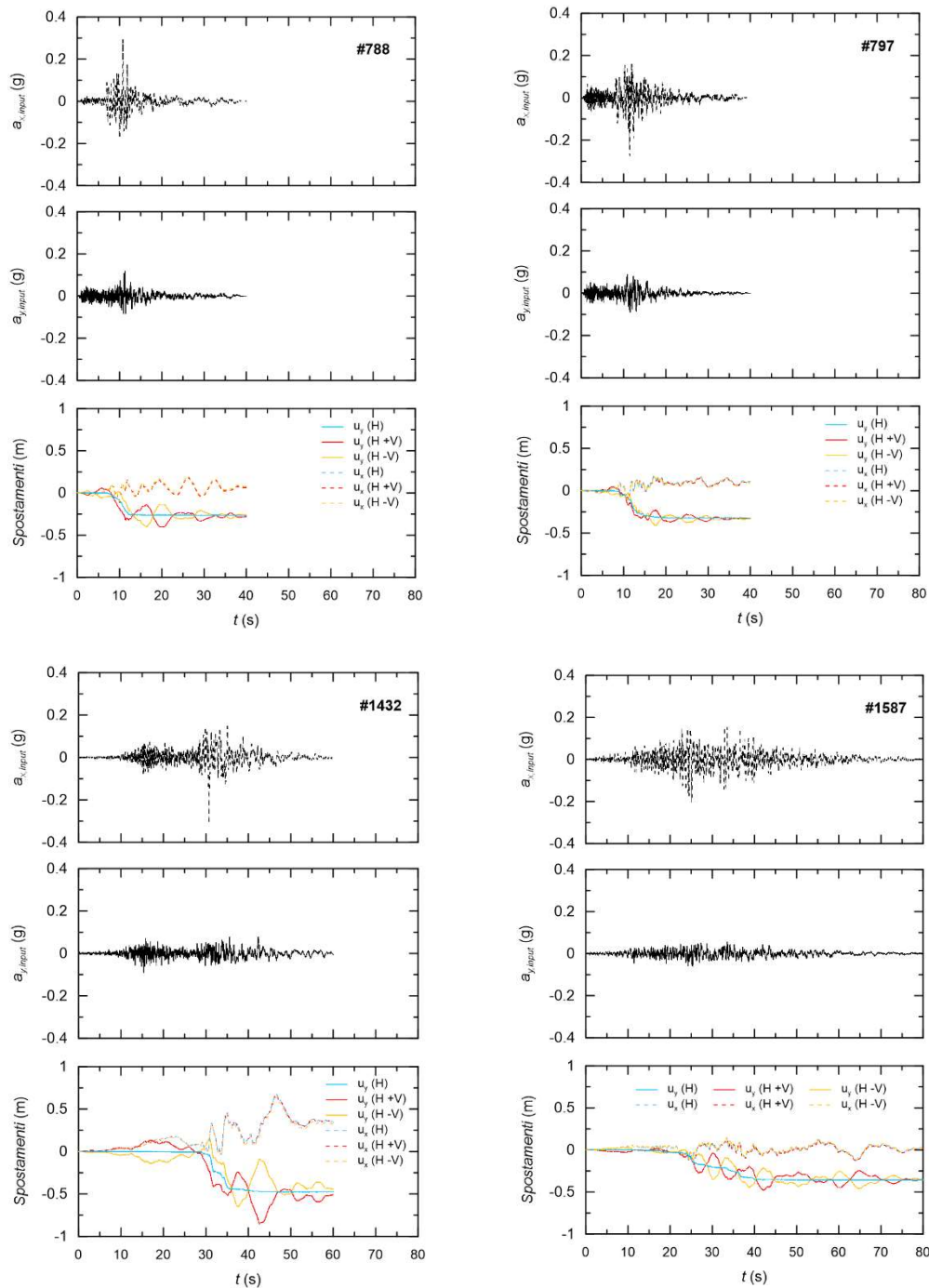


Fig. 4. Storie temporali di spostamento orizzontale (u_x) e verticale (u_y) in cresta e segnali di input utilizzati.

Oltre alle storie temporali di spostamento relative al caso in cui il segnale di input è applicato solo in direzione orizzontale (H), sono stati calcolati due ulteriori andamenti tramite analisi in cui si è applicata anche la componente verticale dell'accelerazione di input (H+V) e la stessa invertita di segno (H-V). Dalla Fig. 4 si osserva che nel caso in cui si applicano entrambe le componenti del moto sismico (H+V), una volta raggiunto il massimo cedimento permanente in cresta, tipicamente alla fine della fase *strong-motion* del segnale sismico di input in direzione orizzontale, le storie temporali di spostamento verticale (u_y) mostrano delle semplici fluttuazioni elastiche rispetto al valore massimo senza ulteriore accumulo di cedimento. Quando si inverte il segno della componente verticale del segnale di input (H-V), si inverte

anche quello delle oscillazioni elastiche senza alcuna modifica del cedimento permanente a fine sisma. Tali fluttuazioni non si riscontrano nelle forme d'onda u_y nel caso in cui il segnale di input è applicato esclusivamente in direzione orizzontale (H).

Dai valori riportati in Tabella 2 si deduce, inoltre, che il cedimento in cresta u_y nella condizione (H+V) subisce una leggera variazione percentuale in diminuzione per tutti i segnali (ad eccezione del #788) rispetto al caso in cui l'input sismico viene applicato nella sola direzione orizzontale (H). Anche nel caso in cui si considera la componente verticale del moto invertita di segno (H-V), la variazione percentuale (per alcuni segnali in aumento, per altri in diminuzione) è trascurabile per tutti i segnali di input considerati ($< 10\%$). Questa risposta è riconducibile alla frequenza dominante degli accelerogrammi di input applicati in direzione verticale (Tabella 1). Ad eccezione del segnale #1011, tale frequenza è molto minore della prima frequenza naturale di vibrazione elastica della diga in direzione verticale (pari a 3.6 Hz), per cui $f_{p_v}/f_{v,diga} < 0.5$ (Tabella 1). Invece, come conseguenza dei criteri di selezione dei segnali sismici impostati nello studio sismologico, la frequenza predominante dei segnali di input in direzione orizzontale è molto più vicina alla frequenza naturale della diga in direzione orizzontale ($f_{p_H}/f_{H,diga} \rightarrow 1$ in Tabella 1), con la conseguenza che per il caso in esame, come per altre case-histories analizzate, la dinamica del corpo diga sia controllata principalmente dalle componenti orizzontali del moto di input piuttosto che dalle verticali. Ciò è corroborato da quanto accade per il segnale #680, che malgrado abbia un'accelerazione verticale di picco maggiore di quella orizzontale ($a_{y,max}/a_{x,max} = 1.17$ in Tabella 1), non presenta al tempo stesso alcun accoppiamento con la frequenza naturale della diga in direzione verticale ($f_{p_v}/f_{v,diga} = 0.51$, Tabella 1). In definitiva, si hanno effetti meno disastrosi in termini di cedimenti permanenti della cresta quando si considera anche la componente verticale del moto sismico. Sempre con riferimento al segnale #680, l'elevato valore della componente verticale del moto ha effetti sullo spostamento orizzontale permanente in cresta (Tabella 2) alla diga, che è diretto verso monte quando l'input sismico viene applicato in entrambe le direzioni (H+V) mentre è diretto verso valle nel caso in cui si applica la sola componente orizzontale del moto (H).

Il cedimento permanente medio sui 7 gruppi di segnali accelerometrici utilizzati, con o senza componente verticale del moto di input, è pari a circa 27 cm.

Con riferimento alle storie temporali di spostamento orizzontale in cresta (u_x , linee tratteggiate in Fig. 4), esse sono molto simili per i diversi casi analizzati, a denotare una minima influenza della componente verticale del moto di input sulla deformata finale del corpo diga, almeno per i gruppi di segnali accelerometrici selezionati dai sismologi per il caso in esame. Al termine della fase dinamica, gli spostamenti permanenti orizzontali sono dell'ordine di pochi centimetri (ad eccezione del segnale più gravoso #1432) e risultano quasi tutti diretti verso valle (i.e., valori positivi di u_x).

La *performance* della diga, nelle stesse condizioni a SLC e serbatoio pieno, è stata valutata anche attraverso analisi dinamiche semplificate con l'approccio di Newmark (1965), in cui preventivamente si è analizzata la risposta sismica dei terreni di fondazione e del corpo diga tramite la procedura lineare equivalente. Analogamente a quanto fatto nelle analisi avanzate, sono state svolte analisi con e senza la componente verticale dei segnali di input.

La Fig. 5 mostra sei superfici di scivolamento (8520, 7659, 9002, 5894, 7153, 6797) che interessano prevalentemente il fianco di valle e il nucleo: Tali superfici, poste a quote diverse al di sotto del livello di invaso, possono indurre dislocazioni pericolose dei filtri con perdite concentrate e sono risultate più gravose in termini di spostamenti sismo-indotti rispetto a quelle che passano per il fianco di monte, qui omesse per brevità. Dai risultati emerge che lo spostamento massimo calcolato senza considerare la componente verticale del moto (Fig. 5a) è pari a circa 19 cm (segnale #680 e superficie 8520), mentre l'applicazione di entrambe le componenti di input (H+V) determina uno spostamento massimo di 24 cm (Fig. 5b). Le variazioni percentuali valutate per le superfici di scorrimento in cui si attinge lo spostamento permanente più elevato sono in aumento per i segnali #680 (+27% per superficie di 8520) e #1587 (+54% e superficie 7659), mentre sono in diminuzione per i segnali #788 (-19% e superficie di scorrimento 7659), #804 (-31% e superficie di scorrimento 8520) e #1432 (-16% e superficie di scorrimento 8520). Per gli altri segnali (#797 e #1011) le variazioni percentuali sono trascurabili.

Tuttavia, i segnali #804, #1432 e #1587 a cui sono associate variazioni percentuali maggiori rispetto alla condizione (H), sono quelli che in assoluto inducono spostamenti minori, dell'ordine di qualche centimetro. Nel caso in cui la componente verticale del moto si inverte di segno (Fig. 5c), lo spostamento maggiore, pari a 16 cm, è generato dal segnale #788 lungo la superficie 7659 cui corrisponde una variazione percentuale trascurabile (7%) rispetto al caso in cui l'accelerazione viene applicata solo in direzione orizzontale. Le variazioni percentuali più importanti si apprezzano, ancora una volta, per il segnale #680 per cui si ha una variazione in diminuzione di circa il 26% con uno spostamento massimo di 13 cm (superficie 7659). Tale risposta dipende dalla particolare forma d'onda del segnale di input che presenta una importante asimmetria. Gli altri segnali, sebbene attingano variazioni percentuali importanti (circa 39% per il segnale #804 e superficie 8520), generano spostamenti trascurabili in termini assoluti.

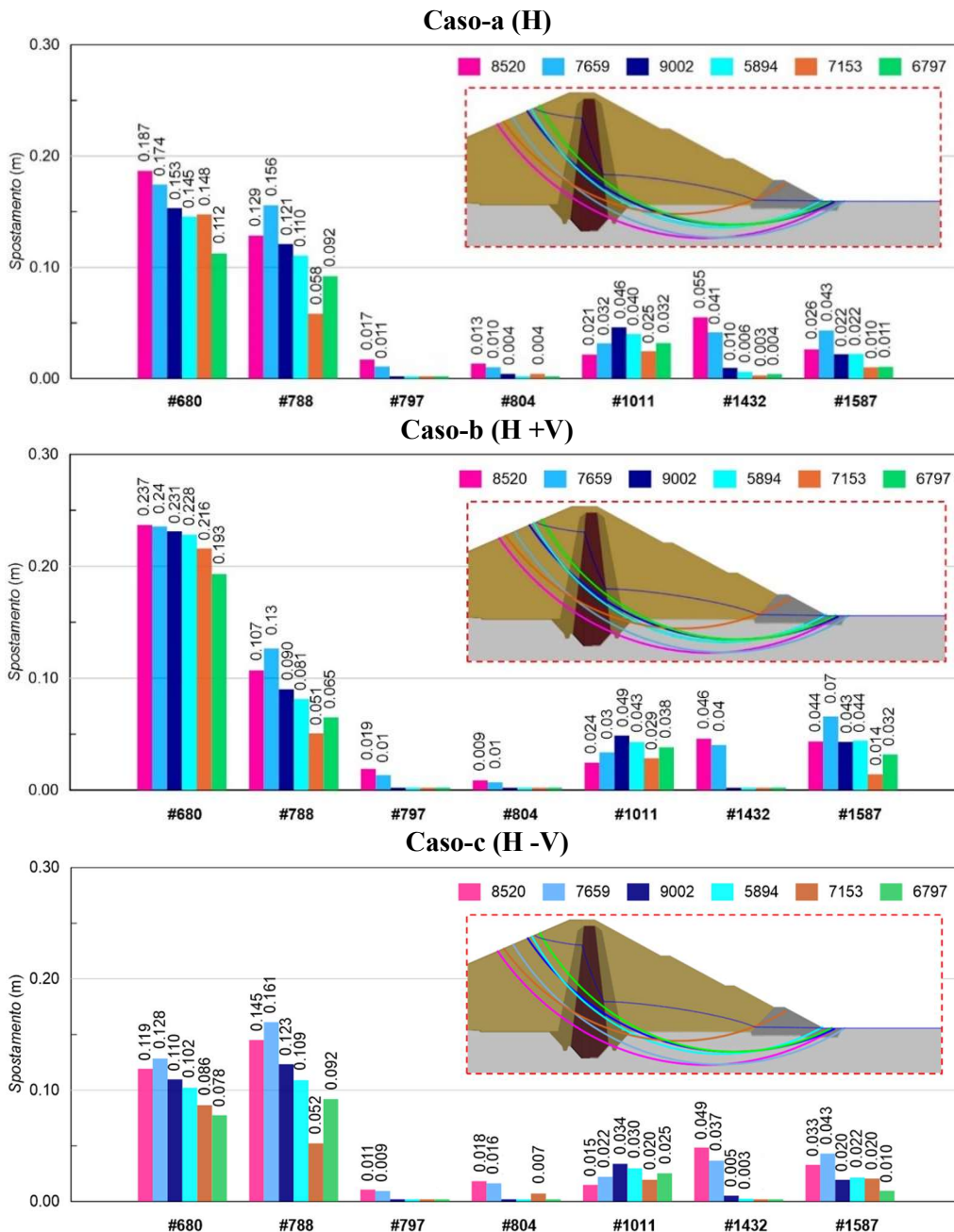


Fig. 5. Superfici di scorrimento critiche che interessano il fianco di valle nei tre scenari in cui la componente verticale di input viene ignorata (a), considerata (b) e invertita di segno (c).

4. Conclusioni

In passato la componente verticale del moto sismico era quasi sempre trascurata nelle analisi dinamiche delle dighe in terra. Le attuali norme tecniche (NTD2014 e NTC2018) ne impongono l'uso ma gli studi di letteratura non sempre evidenziano un'influenza marcata sugli spostamenti permanenti del corpo diga, in base ai quali emettere poi un giudizio di ammissibilità sulla *performance* dell'opera. Questa nota illustra i risultati di analisi dinamiche semplificate e avanzate condotte su una diga in terra zonata, situata nell'Appennino Meridionale, per accertarne le condizioni di sicurezza nei confronti dello Stato Limite di Collasso. In entrambi gli approcci di calcolo, le analisi sono state effettuate con e senza l'applicazione della componente verticale del moto sismico. Le analisi dinamiche avanzate mostrano quasi sempre una scarsa influenza della componente verticale del moto sulla performance sismica del corpo diga. Nonostante emergano evidenti variazioni nelle storie temporali di spostamento nel corpo diga quando si introduce la componente verticale del moto, il contributo di quest'ultima sugli spostamenti permanenti a fine sisma e, in particolare, sul cedimento finale in cresta è minimo. Nella condizione (H+V) oppure (H-V), le variazioni percentuali di spostamento permanente sono generalmente trascurabili rispetto alla condizione in cui è applicato solo l'input orizzontale (H), sia in cresta sia nell'intero rilevato. Le stesse analisi, condotte con l'approccio semplificato alla Newmark, hanno invece evidenziato un maggior contributo della componente verticale del moto sismico, con implicazioni più gravose nei confronti di una eventuale dislocazione dei filtri e di perdite concentrate del nucleo.

Bibliografia

- Bureau, G., Rettberg, W. A., & Eymann, J. (2008, April). Influence of vertical shaking on embankment dam seismic response. In Proc. of the Annual USSD Conf., Portland, Oregon (pp. 489-502).
- Cascone, E., Biondi, G., Aliberti, D., & Rampello, S. (2021). Effect of vertical input motion and excess pore pressures on the seismic performance of a zoned dam. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 142, 106566.
- Dello Russo, A., Sica, S., Del Gaudio, S., De Matteis, R., & Zollo, A. (2017). Near-source effects on the ground motion occurred at the Conza Dam site (Italy) during the 1980 Irpinia earthquake. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 15, 4009-4037.
- Karimian, H., Sriskandakumar, S., Wightman, A., & Yan, L. (2010). The effect of earthquake record scaling technique on embankment dam response.
- Kuhlemeyer, R. L., & Lysmer, J. (1973). Finite element method accuracy for wave propagation problems. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 99(5), 421-427.
- Nardo, A., Casablanca, O., Di Filippo, G., Biondi, G., & Cascone, E. (2024). Seismic response analysis of a zoned earth dam including vertical input motion. *Japanese Geotechnical Society Special Publication*, 10(18), 621-626.
- Newmark N.W. (1965). Effects of earthquakes on dams and embankments. The V Rankine Lecture of the British Geotechnical Society, *Géotechnique*, 15 (2), 139-160.
- NTC18. Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni. Decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, January 17, 2018. G.U. n. 2018;42. February 20, 2018 (in Italian).
- NTD14. Norme Tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse). June 26, 2014. G.U. vol. 156; 2014. July 8, 2014 (in Italian).
- Schanz, T., Vermeer, P. A., & Bonnier, P. G. (2019). The hardening soil model: Formulation and verification. In *Beyond 2000 in computational geotechnics* (pp. 281-296). Routledge.
- Seed, H. B. (1979). Considerations in the earthquake-resistant design of earth and rockfill dams. *Geotechnique*, 29(3), 215-263.
- Sica, S., & Russo, A. D. (2021). Seismic response of large earth dams in near-source areas. *Computers and Geotechnics*, 132, 103807.



ANALISI DEGLI EFFETTI DI SOVRAPPRESSIONI INTERSTIZIALI SISMO INDOTTE SUL COMPORTAMENTO DI EDIFICI CON FONDAZIONI SUPERFICIALI

Federico Valtucci*

Università degli Studi di Napoli Federico II
Federico.Valtucci@unina.it

Stefania Lirer**, Stefania Elia* Alessandro Flora*

**Università degli Studi Guglielmo Marconi*

***Università degli Studi di Napoli Federico II*

Sommario

Recenti terremoti, ad esempio, quello in Turchia del 6 febbraio 2023, hanno dimostrato che i danni indotti sul costruito dall'accumulo delle sovrappressioni neutre e, al limite, dalla completa liquefazione dei terreni, possono essere ingenti, e tipologicamente diversi da quelli causati dalle sollecitazioni inerziali. I cedimenti e le rotazioni possono essere estremamente elevati, e sono causati dalla repentina riduzione di rigidezza e resistenza del terreno. È oramai noto che i modelli semi-empirici sviluppati in condizioni di campo libero per la stima dei cedimenti di consolidazione post-sismica riguardano solo una delle componenti del cedimento, che tra l'altro è sempre la minore visto che l'evidenza sperimentale indica che la maggior parte degli effetti sugli edifici avviene durante lo scuotimento sismico. Per il caso studio di Gölbaşı (Turchia), sono stati confrontati i cedimenti di alcuni edifici (rilevati da alcuni tra gli autori dopo il terremoto del 6/02/2023) con le previsioni di due modelli utilizzati in letteratura per la previsione dei cedimenti di edifici fondati su terreni liquefacibili. I risultati ottenuti evidenziano le limitazioni delle metodologie attuali e suggeriscono la necessità di sviluppare approcci semplificati che però siano in grado di portare in conto in modo corretto tutti i fattori rilevanti.

1. Introduzione

Quando gli eventi sismici coinvolgono terreni suscettibili alla liquefazione e zone fortemente urbanizzate, l'accumulo di sovrappressioni indotte (Δu) indotto dalle sollecitazioni sismiche rappresenta uno dei principali rischi per gli edifici con fondazioni superficiali: la repentina perdita di rigidezza e resistenza dei terreni di fondazione comporta l'insorgere di cedimenti rilevanti e di perdita di equilibrio che comportano la perdita totale di funzionalità degli edifici (alcuni esempi famosi: Kocaeli, 1999, Christchurch 2011, Emilia-Romagna 2012, Kahramanmaraş-Pazarçık 2023). Gli edifici possono subire cedimenti, inclinazioni, punzonamenti, spostamenti laterali, perdita di capacità portante fino al ribaltamento.

È oramai noto che, in presenza di edifici, i cedimenti indotti dalla liquefazione sono composti da due aliquote: una (non drenata) legata alle deformazioni distorsionali che avvengono durante l'evento sismico a causa della riduzione della rigidezza del terreno indotta dalle Δu , ed un'altra (drenata) legata alle deformazioni volumetriche di consolidazione post-sisma. Le procedure semi empiriche sviluppate in letteratura per le condizioni di free field (Zhang et al. 2002, Cetin et al 2009) stimano solo la componente volumetrica del cedimento post-liquefazione (w_c), e trascurano l'aliquota distorsionale che è oramai noto essere la più rilevante (Bray&Dashti 2014).

L'articolo, attraverso l'applicazione di due tra i più diffusi modelli di previsione dei cedimenti, (Bray&Macedo 2017 e Bullock et al. 2019) a Gölbaşı (Turchia), città duramente colpita da liquefazione durante il terremoto del 06-02-2023, (Flora et al. 2024, Cetin et al 2023), mette in luce le limitazioni di

alcuni dei modelli esistenti per il calcolo dei cedimenti degli edifici fondati su terreni liquefacibili.

2. Il caso studio di Gölbaşı

Il 6 febbraio, un terremoto di magnitudo 7.8 ha colpito la regione di Kahramanmaraş in Turchia, l'evento ha colpito un'area di circa 350,000 km² causando oltre 60,000 vittime. La città di Gölbaşı ha subito gravi ed estesi danni da liquefazione, con impatti devastanti su strutture e infrastrutture (Cetin et al. 2023). La città è diventata oggetto di studio di molti gruppi di ricerca interessati allo studio del fenomeno della liquefazione e dei suoi effetti sul costruito (Flora et al. 2024).



Fig 1 Esempi di danni dovuti alla liquefazione a Gölbaşı

2.1 Inquadramento geologico

La città di Gölbaşı è posizionata su una valle alluvionale con depositi quaternari al cui fondo si trova un lago: la stratigrafia locale include formazioni sedimentarie che partendo dai piedi delle montagne circostanti, formate da argilliti calcari cretacei e rocce conglomeratiche, variano da materiali grossolani, come blocchi ghiaie e sabbie, a fini. plastici e non (Akıl et al., 2008). L'analisi geostatistica della profondità della falda, ottenuta da misurazioni in circa 90 sondaggi di un precedente studio di microzonazione dell'area, è compresa tra meno di 2 m e 4 m dal suolo. Questa misurazione è coerente con le misure effettuate in sito tra gennaio e febbraio 2024 nell'ambito del progetto TUBITAK che riportano la profondità del tetto della falda a circa 1.5 metri dal piano campagna.

Nell'ambito di tale progetto, sono state eseguite 21 prove CPTu (Fig. 2b), 11 sondaggi a carotaggio continuo e indagini di prospezione sismica di tipo MASW e SPAC. Durante i sondaggi, sono state effettuate prove SPT con prelievo di campioni più o meno rimaneggiati.

2.2 Inquadramento sismico

L'evento di magnitudo 7.8 ha avuto profondità ipocentrali variabili tra 15 e 40 km ed è stato generato da faglie a scorrimento laterale. Nella zona di Gölbaşı, distante circa 84 km dall'epicentro (Fig. 2a), le stazioni sismiche locali, sfortunatamente, non hanno registrato dati a causa di interruzioni di corrente e guasti agli strumenti. Le shakemaps sviluppate dall'USGS mostrano che Gölbaşı si trova tra le isolinee di 0.5g e 0.2g per l'evento di magnitudo 7.8, e sulla isolinea di 0.2g per l'evento di magnitudo 7.5.

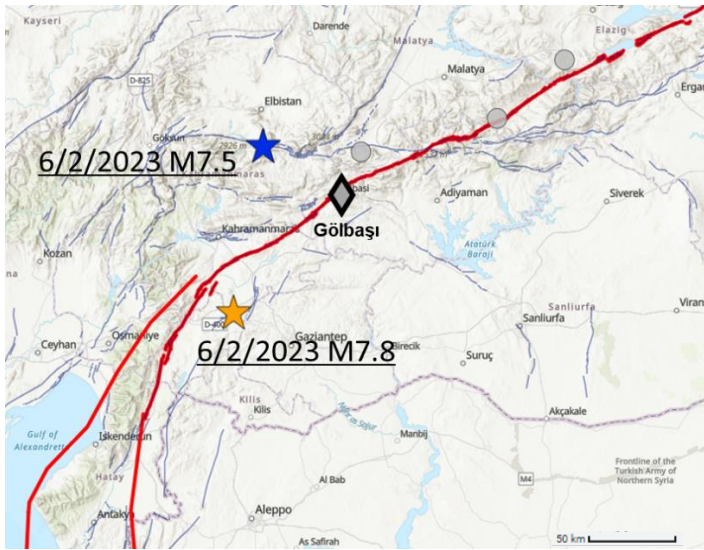


Fig. 2a Posizione di Göbbaşı lungo l'East Anatolian fault e localizzazione dei due epicentri

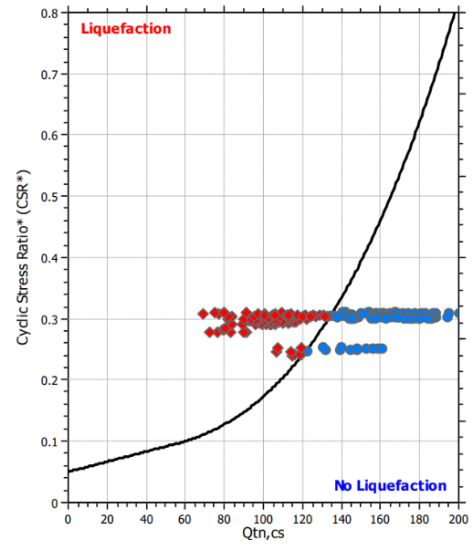


Fig. 2b Risultati sull'abaco di Idriss&Boulanger per una prova CPT.

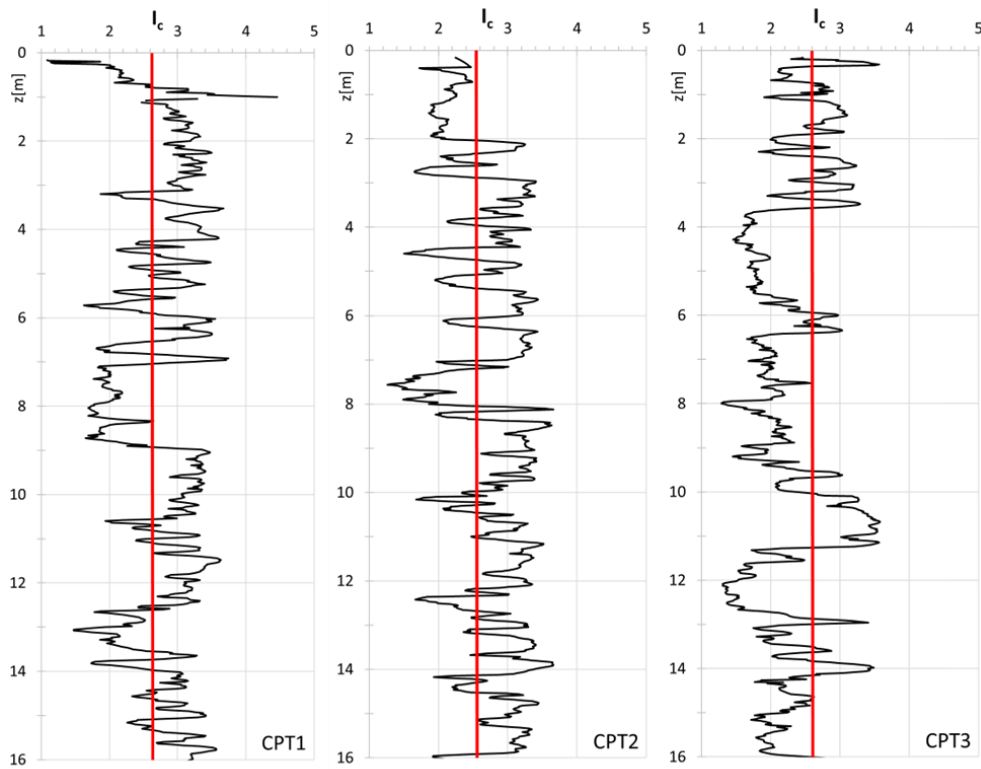


Fig. 2c Soil Behaviour Type Index per alcune tra le CPT considerate, la linea rossa segna il confine con gli spessori considerati liquefacibili: Soil Behaviour Index ($I_c \leq 2.6$).

	H_{LIQ}	H_{Crust}	LPI	LSN
CPT-1	6.58	3	6.3	10.6
CPT-2	6.6	3	7.3	20.1
CPT-3	11.2	3.5	7.3	18

Tabella 1 Proprietà dello strato liquefacibile ed indici di rischio per alcune tra le CPT considerate

Utilizzando un gran numero di registrazioni per i due eventi principali, sono state sviluppate le shakemaps applicando la tecnica di Inverse Distance Weighting (IDW). I valori di accelerazione massima del suolo (PGA) determinati a Gölbaşı sono stati 0.23g e 0.22g nelle direzioni N-S ed E-W, rispettivamente. Più bassa (circa 0.15g) è stata la PGA relativa al secondo evento.

In base a tutte le informazioni raccolte, nel seguito si farà riferimento al valore a_{max} pari a 0.25g per i calcoli semplificati relativi all'evento di magnitudo 7.8. Tonyalı et al. (2024) e Büyüksaraç et al. (2024), hanno confermato il valore di a_{max} proposto.

2.3 Rilievo dei danni

Durante le prime ricognizioni sono stati ispezionati 121 edifici raccogliendo dati sulla geometria, numero dei piani, sui cedimenti, inclinazioni e danni strutturali, concentrandosi relativamente di più sulle aree con maggiormente colpite dalla liquefazione. La maggior parte degli edifici è di recente costruzione, mentre la quasi totalità, tra quelli oggetto della ricognizione, è costruita in calcestruzzo armato fondata su platee. Ogni edificio è stato fotografato, segnato con una sigla progressiva e geolocalizzato tramite GPS e successiva mappatura in GIS. I cedimenti medi degli edifici sono stati calcolati (Fig. 3) facendo una media sui quattro spigoli, ove possibile, oppure sulle quattro facciate. Per le misurazioni, è stato preso come riferimento il centro della strada: si è quindi misurato il cedimento relativo tra piano stradale (FF) e edificio. Sono stati anche effettuati rilievi LiDAR per confrontare le misurazioni digitali coi i valori dei cedimenti misurati in loco in maniera “analogica” (riscontrando sempre una differenza minore ai 10 cm). L'inclinazione degli edifici è stata determinata con misure ripetute da inclinometri digitali su elementi strutturali.



Fig. 3 Risultato in GIS della ricognizione. Mappa di parte dell'area ispezionata con l'indicazione dei cedimenti medi degli edifici investigati

3. Modelli per la previsione dei cedimenti

3.1 Bray&Macedo 2017

La procedura suggerita dagli autori ipotizza che il cedimento totale dell'edificio sia somma di tre

aliquote indipendenti (D_v componente volumetrica, D_s componente distorsionale e D_e aliquota dovuta all'espulsione di materiale sotto la fondazione – *sand ejecta*). Il metodo introduce una nuova espressione per stimare la componente distorsionale, derivata da un'analisi di regressione statistica di dati numerici ottenuti da 1.308 analisi effettuate con il codice numerico FLAC v7 utilizzando per i terreni il modello costitutivo PM4Sand.

L'equazione fornita dagli autori richiede vari input, tra cui il carico (q), larghezza delle fondazioni (B), spessore dello strato liquefacibile (H_L), LBS *Liquefaction Building Settlement index* funzione delle deformazioni indotte in free field, e i parametri sismici CAV_{DP} (*Cumulative Absolute Velocity* con soglia di 0.025g) e S_a1 (accelerazione spettrale a 1 secondo di periodo).

3.2 Bullock et al. 2019

Il modello presenta equazioni di previsione sia per il cedimento sia per l'inclinazione degli edifici, di carattere probabilistico ricavate dall'analisi dei risultati di prove in centrifuga e 63.150 analisi numeriche dinamiche non lineari 3D, realizzate con il codice FEM OpenSees ed il modello costitutivo PDMY02. Gli input da fornire sono sia sull'edificio (carico e dimensioni), il numero, lo spessore e la profondità degli strati liquefacibili e la loro resistenza normalizzata derivante da prove in sito SPT o CPT.

4. Confronto tra dati sperimentali e previsioni

I metodi di Bray & Macedo (2017) e di Bullock (2019) sono stati applicati su un campione di 28 edifici di Gölbaşı. Per ciascuno edificio, è stata utilizzata la prova CPT più vicina (distanza < 30m) al fine di ricavare i dati necessari al calcolo dei cedimenti. Per quanto riguarda l'azione sismica, è stato impiegato inizialmente come input la registrazione dell'evento presso una stazione accelerometrica (Turkoglu), che ha registrato valori di PGA superiori rispetto a quelli considerati per Gölbaşı e che si trova ad una distanza epicentrale minore. Con questa registrazione si sono ottenuti però cedimenti ancora inferiori rispetto a quelli mostrati, per i quali è stato utilizzato un segnale (stazione Frink), compatibile per meccanismo, distanza epicentrale, V_{s30} e magnitudo, che avesse i parametri di input sismico maggiori.

Tabella 1 parametri dei segnali analizzati come possibili input sismici.

Station Name	Magnitude	Mechanism	R_{rup} (km)	V_{s30} (m/sec)	CAV (cm/s)	$S_a(T=1\text{ s})$
Puerta La Cruz	7.28	strike slip	94.48	442.7	2187.15	0.139
Mecidiyekoy	7.51	strike slip	53.43	384.86	902.53	.136
Maku	7.21	strike slip	50.82	432.58	892.61	0.098
Frink	7.2	strike slip	81.8	384.66	2447.95	0.502
WAKC	7.0	strike slip	72.5	484.49	1831.33	0.441
Turkoglu	7.8	strike slip	28.9	351	888.44	0.160

In Figura 4, sono riportati i confronti tra i cedimenti misurati e quelli calcolati con le due procedure (includendo anche i valori maggiorati in senso probabilistico forniti dai modelli stessi). Dal grafico emerge chiaramente che, per il contesto specifico Gölbaşı, le previsioni fornite dai metodi di Bray & Macedo (2017) e Bullock (2019) sono molto lontane dai dati sperimentali e forniscono una previsione non conservativa degli effetti al piano campagna.

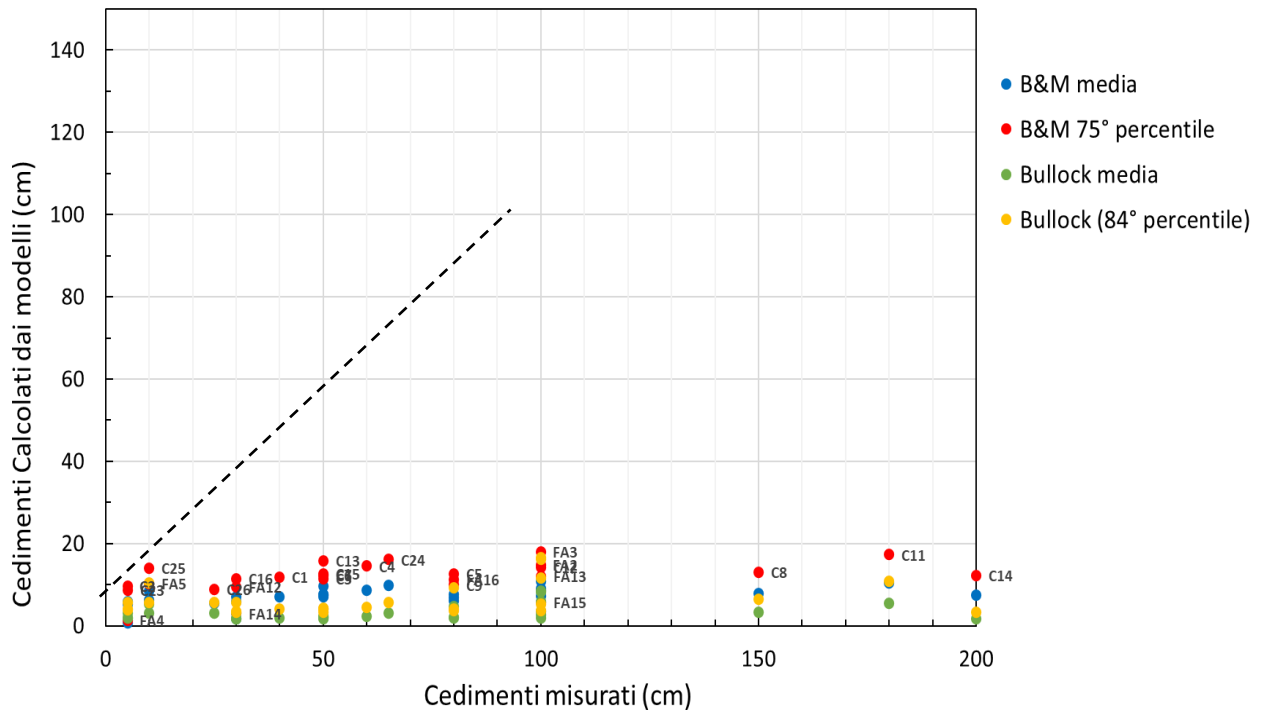


Fig. 4 Confronto tra cedimenti misurati e cedimenti calcolati

5. Osservazioni conclusive

È stato mostrato che i metodi semi-empirici esistenti in letteratura non colgono i cedimenti misurati in sito. Questa differenza è in parte dovuta alla complessità stratigrafica del sottosuolo di Gölbaşı, che non può ricadere nei casi numerici semplificati utilizzati in letteratura (mezzo a due o tre strati) da cui sono derivate le formulazioni proposte. Inoltre, ci sono altre incertezze nel calcolo dei cedimenti legate:

- alla corretta valutazione della domanda sismica vista la mancanza di registrazioni sismiche affidabili nella zona di Gölbaşı: il valore di a_{max} assunto pari a 0.25g potrebbe essere un valore sottostimato per gli effetti di amplificazione dovuti ai sedimenti alluvionali della zona di Gölbaşı.
- agli effetti indotti dalle repliche della sequenza, non sono stati considerati nei calcoli: sebbene le testimonianze raccolte in loco dagli abitanti e l'entità delle azioni suggeriscano che queste non abbiano prodotto cedimenti significativi.
- all'attingimento di meccanismi di perdita di equilibri (carico limite) non contemplati dai modelli predittivi;
- alla complessità nell'identificazione corretta dello spessore dello strato liquefacibile (Soil Behaviour Index ≤ 2.6) per terreni di transizione quali sono quelli presenti in sito;
- al trascurare il contributo dovuto all'accumulo di Δu anche negli strati argillosi soffici e il contributo legato alla deformazione indotta dal *sand ejecta*.

Sono in corso ulteriori approfondimenti al fine di valutare l'influenza dei fattori sovraesposti e di sviluppare metodi previsionali alternativi che possano fornire risultati più aderenti ai dati in vera grandezza raccolti nella città di Golbasi.

Bibliografia

Akil, B., Akpınar, K., Uckardesler, C., Araz, H., Sağlam, M., Ecemis, B., & Uran, S. B. (2008). Evaluation of Settlement Suitability of Golbasi (Adiyaman) Town, located on the East Anatolian Fault Zone. *Turkiye Jeoloji*

- Bulteni-Geological Bulletin of Turkey, 51(1), 43-57.
- Boulanger, R. W., & Idriss, I. M. (2014). CPT and SPT based liquefaction triggering procedures. Report No. UCD/CGM. -14, 1, 134.
- Bray, J. D., & Dashti, S. (2014). Liquefaction-induced building movements. Bulletin of Earthquake Engineering, 12, 1129-1156.
- Bray, J. D., & Macedo, J. (2017). 6th Ishihara lecture: Simplified procedure for estimating liquefaction-induced building settlement. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 102, 215-231.
- Bullock, Z., Karimi, Z., Dashti, S., Porter, K., Liel, A. B., & Franke, K. W. (2019). A physics-informed semi-empirical probabilistic model for the settlement of shallow-founded structures on liquefiable ground. Géotechnique, 69(5), 406-419.
- Büyüksaraç, A., Işık, E., Bektaş, Ö., & Avcil, F. (2024). Achieving Intensity Distributions of 6 February 2023 Kahramanmaraş (Türkiye) Earthquakes from Peak Ground Acceleration Records. Sustainability, 16(2), 599.
- Çetin, K. Ö., Bray, J. D., Frost, J. D., Hortacsu, A., Miranda, E., Moss, R. E. S., & Stewart, J. P. (2023). February 6, 2023, Türkiye Earthquakes: Report on Geoscience and Engineering Impacts. Earthquake Engineering Research Institute, GEER Association Report 082. <https://10.18118/G6PM34>
- Cetin, K. O., & Ozan, C. (2009). CPT-based probabilistic soil characterization and classification. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 135(1), 84-107.
- Dashti, S., Bray, J. D., Pestana, J. M., Riemer, M., & Wilson, D. (2010). Mechanisms of seismically induced settlement of buildings with shallow foundations on liquefiable soil. Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering, 136(1), 151-164.
- Flora, A., Bilotta, E., Valtucci, F., Fierro, T., Perez, R., Santucci de Magistris, F., Modoni, G., Spacagna, R., Kelesoglu, M. K., Sargin, S., Altinok, E., Oztoprak, S., Bozbey, I., & Aysal, N. (2024). Liquefaction effects in the city of Gölbaşı: From the analysis of predisposing factors to damage survey. Engineering Geology.
- Tonyalı, İ., Akbas, S. O., Beyaz, T., Kayabalı, K., & Gokceoglu, C. (2024). Case study of a foundation failure induced by cyclic softening of clay during the 2023 Kahramanmaraş earthquakes. Engineering Geology, 332, 107477.
- Zhang, G., Robertson, P. K., & Brachman, R. W. (2002). Estimating liquefaction-induced ground settlements from CPT for level ground. Canadian Geotechnical Journal, 39(5), 1168-1180.

SESSIONE IV

**CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL SITO
E GEOTECNICA AMBIENTALE**



CHARACTERIZATION OF THE PERMEABILITY OF A TECTONIZED TURBIDITIC FORMATION USING FIELD AND LABORATORY DATA AND NUMERICAL BACK-ANALYSES

Vitoandrea Bufano, Nunzio Losacco, Federica Cotecchia

DICATECh, Politecnico di Bari

v.bufano1@phd.poliba.it, nunzio.losacco@poliba.it, federica.cotecchia@poliba.it

Abstract

Permeability in-situ tests are particularly useful for slope characterization, allowing to take into account the impact of fractured rock inclusions and soil fissures on the hydraulic conductivity at the slope scale, in contrast to conventional oedometric tests, that are carried out on small-sized specimens of the fine matrix. An adequate characterization of the permeability at the slope scale is functional to the phenomenological interpretation of the landslide mechanism, as well as to carry out quantitative analyses of the active landslide processes. This paper discusses the results of four Lefranc falling head tests performed in the turbiditic clayey flysch that forms the Pianello hillslope, in the town of Bovino in the Southeastern Apennines, involved in a complex, slow-moving landslide basin. The permeability tests were interpreted both with a semi-empirical formula and with numerical back-analyses. The results obtained have been compared with the k_{SAT} values from oedometric tests carried out on undisturbed samples of the fine-grained matrix. This allowed to identify the saturated permeability values for the different lithological units recognized in the landslide basin.

1. Introduction

The stage-wise methodology (SWM) for the diagnosis of landslides [1] is a robust framework for landslide hazard assessment at slope-scale, which aims to determine slope factors [2] and failure mechanisms. The SWM is articulated in three consecutive phases (A, B, C). Such a methodology allows to move from the phenomenological interpretation of landslide processes (A) to quantitative analyses, first simplified, employing LEM (Limit Equilibrium Method) stability analyses (B), and then with detailed numerical modelling of the most relevant active processes (C).

The hydraulic characterization of soils is an important step in the SWM. The saturated permeability of soils k_{SAT} can be evaluated through both laboratory and in-situ testing. Among the latter, one of the most frequently used is the Lefranc variable head test. Several methods of interpretation have been devised, comprising semi-empirical formulas [3, 4, 5] and numerical back-analyses [6, 7].

This paper presents the results of the interpretation of Lefranc tests for the characterization of k_{SAT} of the soils in the Pianello hillslope, hosting a complex slow-moving landslide basin. The k_{SAT} values from the Lefranc tests, obtained using both a semi-empirical formula and numerical back-analyses, are compared to k_{SAT} values derived from the interpretation of oedometric tests—through one-dimensional Consolidation theory—performed on undisturbed samples collected during a recent survey campaign carried out in the Pianello basin.

2. Description of the site

Bovino is a small village in the Daunia Apennines, the easternmost portion of the Southern Apennines. In this region, the historic centres are built on stable rocky outcrops [8]. On the contrary, the more recent

urban expansion zones rise on the outcrops of structurally complex formations [9], predominantly clayey turbiditic deposits, extensively tectonized and considerably heterogeneous [10, 11]. The turbiditic formations are characterized by the presence of fissured clayey layers with fractured rocky interbeddings [12, 13], having a significant impact on the spatial variability of k_{SAT} at the slope scale. The clay matrix of the formations exhibits poor shear strength, due to its inherent weakness and to its meso-structure [14], resulting in an internal, predisposing factor of slope instability. High piezometric levels detected up to great depths [12, 13] are another recurring internal factor of instability that affect the available shear strength. As a result, the mentioned factors are the reason of the occurrence of multiple slow-moving, medium depth to deep seated, landslides in Daunia territory [15].

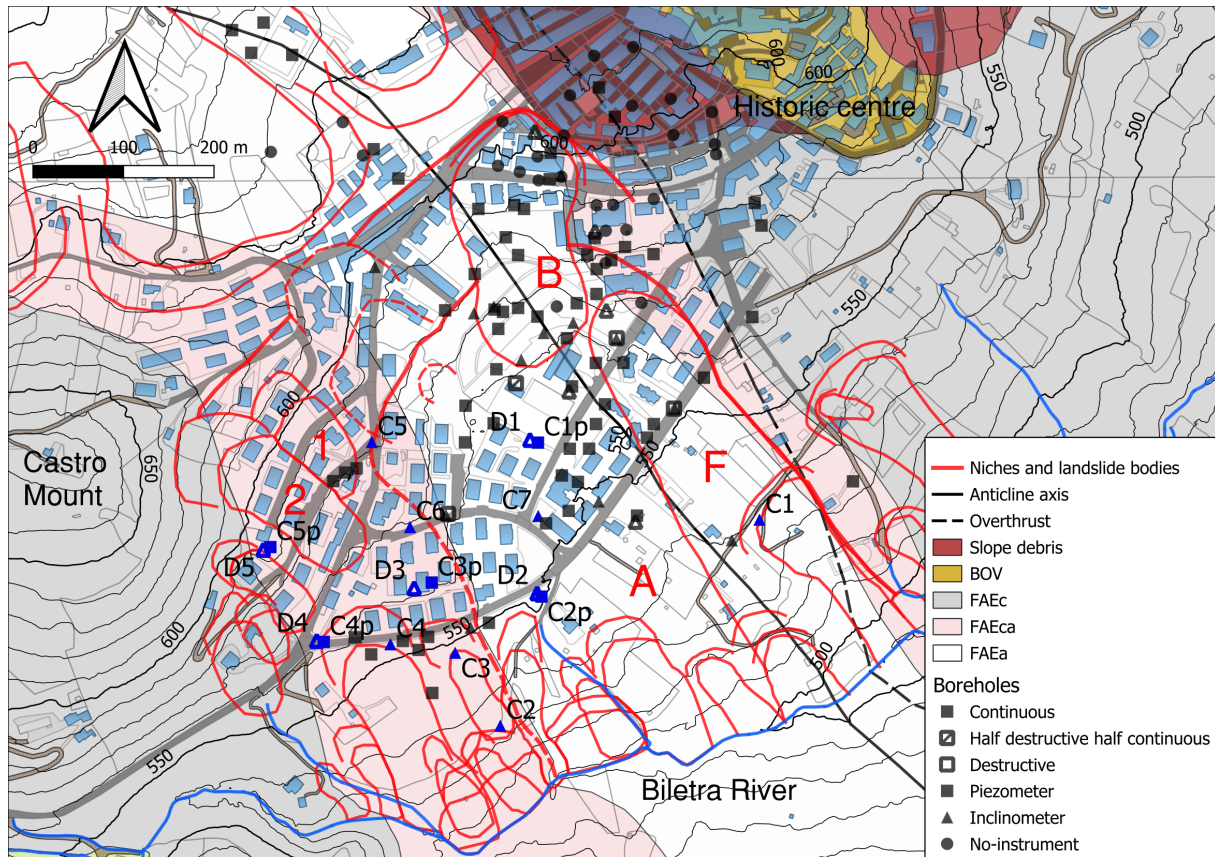


Fig. 1 GIS map of Pianello landslide basin showing geomorphology, geology, topography and survey campaigns.

Fig. 1 shows a geological and geomorphological map of the Pianello hillslope, in Bovino. The Pianello hillslope extends from the historic centre of Bovino and from the Castro Mount towards the Biletra River. The main urban expansion occurred along the hillslope starting from the 1970s. The Pianello area is traversed by an overthrust, roughly oriented NW-SE, involving the Faeto Flysch (FAE). FAE is distinguished in a clayey member, FAE_A , and a calcareous member, FAE_C [16]. The FAE_C consists mainly of limestone, in layers of various thickness even of many meters, alternating with clays. The FAE_A is composed of clays and isolated rocky layers, less frequent than in the FAE_C . The transition between the two members of FAE is gradual, hence, another transitional unit between the two has been identified (FAE_{CA}). Due to the overthrust, the FAE is involved in an anticline, traversing the whole slope, having a longitudinal axis sub-parallel and to the west of the overthrust contact. The core of the anticline includes the FAE_A that emerged following the erosion of the overlying FAE_C . As a result, the FAE_A outcrops extensively in the central area of the Pianello slope, while the FAE_C outcrops in the area of Castro mount and to the east of the overthrust. The two geological units are ideally separated by the

FAE_{CA}. Above the turbiditic substratum, there are two cover units. The detritus unit, DET, is located over the turbiditic FAE formation and has been affected by weathering and previous landslides. It presents levels rich in organic matter. The eluvial unit, ELU, appears atop the DET only in the central area of Pianello, and is the product of alteration and transport of the lower units induced by the presence of streams and shallow landslides.

The landslide basin of the Pianello hillslope, depicted in Fig. 1, is characterized by a main landslide body “A”, deep 60 m at least, with head at the ridge that goes from Castro mount to the historical centre and toe at the Biletra river; the secondary bodies “B”, “1” and “2”, touching the head of body “A”; secondary body “F”, located in the eastern portion of body “A”, with the toe in correspondence of the Biletra; several secondary superficial bodies, the majority of which have their toe corresponding to the Biletra. The landslide bodies can be classified as “extremely slow” or “very slow” [17]. Despite this, the cumulated displacements cause recurrent structural damage to buildings and infrastructure [18] affecting the quality of life of the inhabitants of the Pianello area.

As a result, multiple survey and monitoring campaigns have been carried out from the early 1980s to date, for the diagnosis of the landslide mechanisms and for the design of mitigation measures. Fig. 1 shows the positions of the boreholes from the most recent survey and monitoring campaign with blue symbols, whereas the boreholes from all previous campaigns are displayed in black. During the most recent campaign, Lefranc falling head tests have been performed in the borehole C1p, C2p, C4p and C5p (location in plan in Fig. 1).

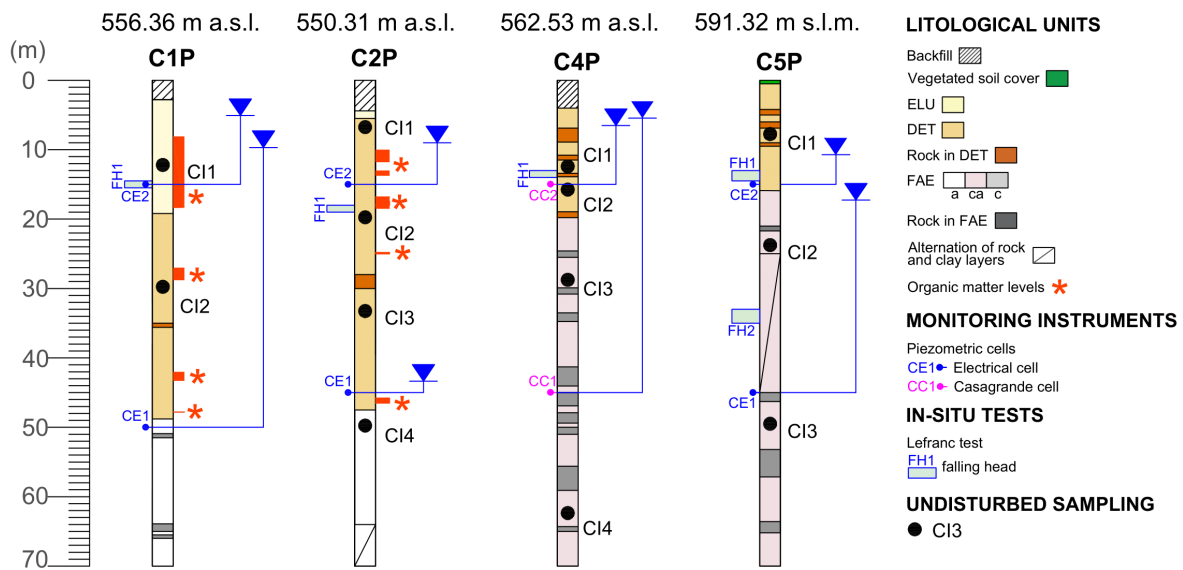


Fig. 2 Synthetic lithological columns with information about monitoring instruments, in-situ tests and collected samples.

Fig. 2 displays the synthetic stratigraphic columns of the boreholes, obtained as the result of a lithological analysis of the borehole cores carried out by CNR-IRPI [19]. Fig. 2 also shows the intervals at which permeability in-situ tests were conducted, the average piezometric levels measured from installed piezometric cells, and the undisturbed samples collected in the boreholes. One test in the ELU unit was conducted between 14.5 and 15.5 m in borehole C1p. Three tests in total were performed in the DET unit, one along each of boreholes C2p (18-19 m), C4p (13-14 m) and C5p (13-14.5 m). One test was also carried out in the FAE_{CA} between 33 and 35 m along C5p.

3. Numerical back-analysis of the Lefranc test

Numerical back-analyses have been carried out using the FE software “Plaxis 2D” [20]. The problem was assumed to be axisymmetric, hence only half of the borehole was modelled. The model consists of

a rectangular soil domain with a width of 10 m and a height equal to the depth reached by the borehole before the Lefranc test plus 10 m.

In every analysis, the soil domain is homogeneous and corresponds to the soil unit found at the depth interval of the test. The soil properties are established according to laboratory tests performed on undisturbed samples. The soil-water retention curve (SWRC) and the relative hydraulic conductivity function used for the soil portion in partially saturated conditions follow the Van Genuchten-Mualem model [21]. The parameters for the SWRC and the conductivity function are those obtained from the characterization of the clayey turbidites present in a slope of the Southern Apennines [22], in a geohydromechanical context similar to the one of Bovino landslide basin.

The back-analyses are composed of three stages, described in Fig. 3. In the first stage (Fig. 3a) the soil deposit is initialized; the left and lower edges are assumed impervious and a total head condition, consistent with the average piezometric levels observed along the borehole, is prescribed along the right edge. In the second phase (Fig. 3b), the soil in the borehole (0.05 m radius) is removed. A zero-flow condition is applied on the borehole boundary. In the third stage (Fig. 3c), a zero-flow condition has been applied to the vertical portion of the borehole corresponding to the portion supported through an impermeable lining during the test; on the contrary, on the remaining part of the borehole boundary, a time-varying total head condition, consistent with the observed lowering of the water column inside the borehole recorded during the falling head test, has been imposed.

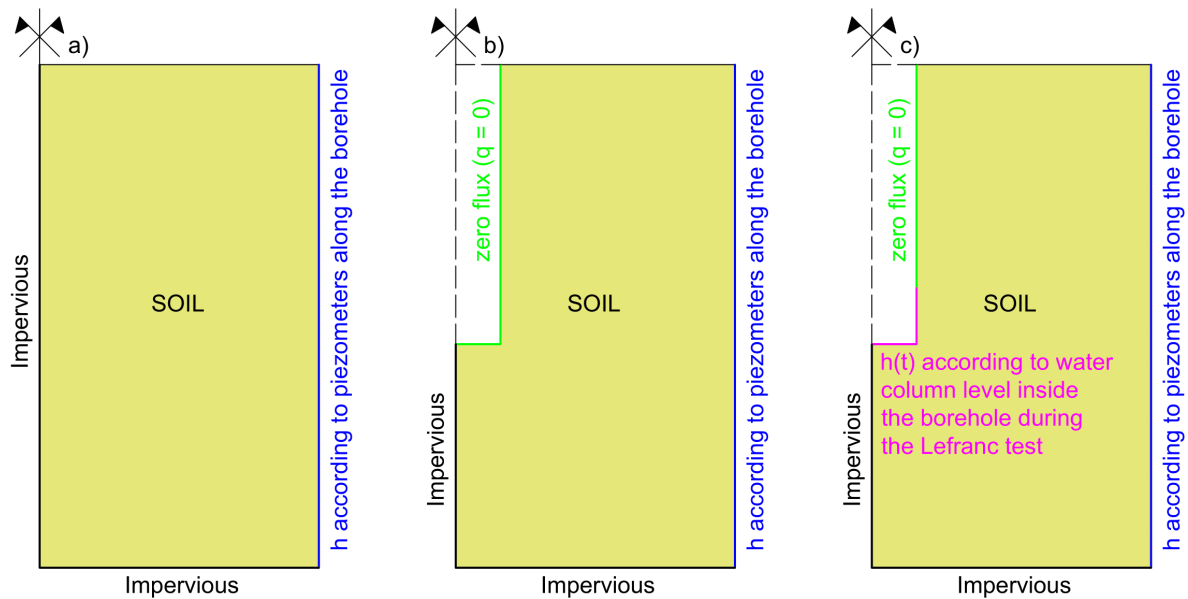


Fig. 3 Stages of the back-analyses with boundary conditions: initialization (a); drilling of half borehole (b); Lefranc test (c).

For each test, the back-analysed value of the k_{SAT} has been chosen as the one providing the best match between the total discharge of water through the drainage pocket, calculated by numerical analysis, and the water flow emitted over time according to the results provided in the Lefranc test certificate.

4. Results

The results of the back-analyses have been first compared with the k_{SAT} from the Lefranc tests obtained with a semi-empirical formula. Then, the same results have been compared with saturated permeabilities obtained from laboratory tests carried out on the same soils.

Fig. 4a shows the comparison between the k_{SAT} values derived from numerical back-analyses and the saturated permeability values obtained from the interpretation of the Lefranc tests using the semi-empirical formula proposed by AGI [3]. The best agreement between the semi-empirical formula and

numerical back-analyses is observed for the Lefranc tests performed in intervals characterized by the presence of fractured limestone. This happens for the C4p FH1 test, performed next to a fractured rocky layer of 0.7 m, and for the C5p FH2 test, corresponding to a thick alternation of highly fractured calcareous strata and clayey layers (Fig. 2). For the tests carried out in fine-grained intervals, the AGI formula appears to overestimate the k_{SAT} up to one order of magnitude, as seen in the C2p FH1 and C5p FH1 tests.

Fig. 4b compares the k_{SAT} values from back-analyses with those obtained indirectly from the oedometric tests performed on the undisturbed samples. For ELU, k_{SAT} from laboratory tests = $5E-11$ m/s, while k_{SAT} from Lefranc test = $2.5E-10$ m/s. This difference in k_{SAT} values is expected considering that indirect evaluation of permeability from the oedometer test tends to underestimate the k_{SAT} since the small-sized specimen is obtained from the fine-grained matrix and does not account for the impact of macro-structures and heterogeneities on k_{SAT} [23]. For DET, k_{SAT} from oedometric tests = $1.4E-11 \div 6.8E-10$ m/s. This range reflects the variability and heterogeneity of DET, which have been affected by several landslide processes and by weathering. DET permeability values evaluated through Lefranc test fall within the defined range except for the C4p FH1 test, which shows a $k_{SAT} = 6.0E-8$ m/s. This happens because the test is affected by the presence of a calcareous interval in the investigated tract (Fig. 2). The evidence highlights the effect of a fractured limestone layer on k_{SAT} value, which can increase by nearly two orders of magnitude. As shown in Fig. 4b, the saturated permeability range obtained from the oedometer tests on samples from FAE_{CA} ($k_{SAT} = 1.1E-9 \div 4.1E-9$ m/s) fully confirms the value obtained by the numerical back-analyses of the Lefranc test (C5p FH2). Fig. 4b also provides useful information on the saturated permeability of the FAE_A, for which no in-situ permeability tests have been carried out. The k_{SAT} value of the FAE_A, only inferred from oedometer tests, ranges between $1E-10$ and $1E-11$ m/s.

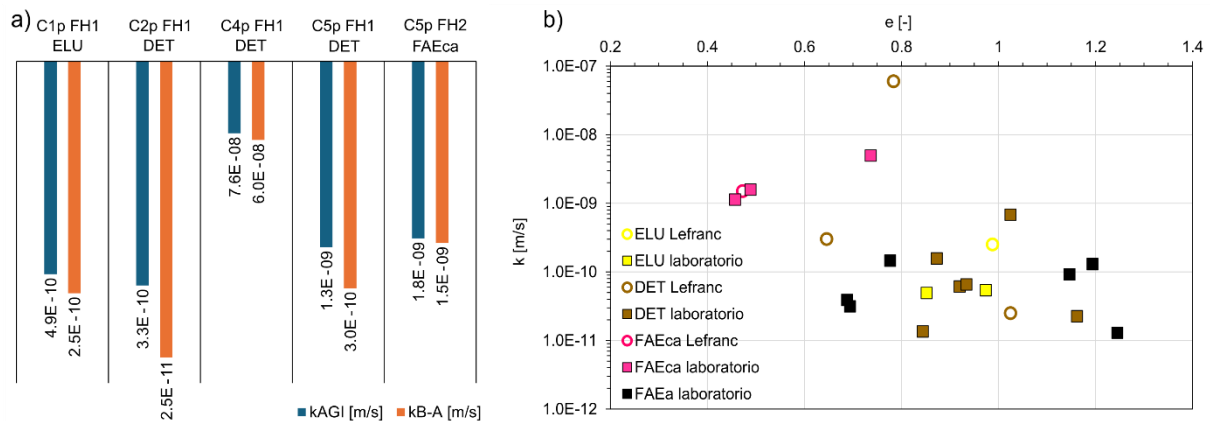


Fig. 4 Comparison between backanalysed (kB-A) and AGI (kAGI) permeabilities for the Lefranc tests (a). Comparison of backanalysed k_{SAT} from the Lefranc tests and k_{SAT} from oedometric tests (b).

5. Conclusion

The Lefranc tests presented in the paper have been interpreted using both the semi-empirical formula proposed by AGI and a numerical approach, by performing back-analyses, with the aim of identifying k_{SAT} values for the investigated soil units.

It has been found that, for the Lefranc tests carried out in the Pianello hillslope, AGI formula seems to work better for soils that exhibit higher permeability. On the contrary, it tends to overestimate the k_{SAT} for soils characterized by large fine fractions. In addition, a good correspondence has been found between the back-analysed permeabilities from the Lefranc tests and the saturated permeabilities obtained indirectly from the oedometric tests carried out on undisturbed samples.

The values of k_{SAT} identified for the different soil units are approximately $1E-10$ m/s for ELU and DET;

$1\text{E}-10 \div 1\text{E}-11$ m/s for FAE_A ; $1\text{E}-9$ m/s for FAE_{CA} . These k_{SAT} values will be fundamental for the definition of a numerical model of the seepage in the hillslope, preliminary to the improvement of the landslide diagnosis of active processes and to the definition of appropriate mitigation strategies.

Acknowledgments

The study presented in this article is partly supported by the following projects: “National Centre for HPC, Big Data and Quantum Computing”. National Recovery and Resilience Plan of the Italian Ministry of University and Research, funded by the European Union-NextGenerationEU. Research Agreement with Governmental Commissary for Hydrological Risk of the Apulia Region: “Caratterizzazione delle fenomenologie franose e della loro evoluzione nell’area ‘Pianello’ del territorio di Bovino (FG)”.

References

- [1] F. Cotecchia, F. Santaloia, P. Lollino, C. Vitone, G. Pedone, and O. Bottiglieri, ‘From a phenomenological to a geomechanical approach to landslide hazard analysis’, *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, vol. 20, no. 9, pp. 1004–1031, Oct. 2016, doi: 10.1080/19648189.2014.968744.
- [2] K. Terzaghi, ‘Mechanism of Landslides’, in *Application of Geology to Engineering Practice*, S. Paige, Ed., New York, N. Y.: Geological Society of America, 1950, pp. 83–123. doi: 10.1130/Berkey.1950.83.
- [3] ‘Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche’. Associazione Geotecnica Italiana, 1977.
- [4] M. Hvorslev, (1951) ‘Time Lag and Soil Permeability in Ground-Water Observations’, *Waterways Exper. Sta. Corps of Engrs, U.S. Army, Vicksburg*.
- [5] P. Chiasson, ‘Interpretation of Falling-Head Tests in Presence of Random Measurement Error’, *ISRN Civil Engineering*, vol. 2012, pp. 1–10, Jun. 2012, doi: 10.5402/2012/871467.
- [6] R. P. Chapuis, ‘Numerical modeling of rising-head permeability tests in monitoring wells after lowering the water level down to the screen’, *Can. Geotech. J.*, vol. 42, no. 3, pp. 705–715, Jun. 2005, doi: 10.1139/t05-003.
- [7] R. P. Chapuis, ‘Numerical modeling of reservoirs or pipes in groundwater seepage’, *Computers and Geotechnics*, vol. 36, no. 5, pp. 895–901, Jun. 2009, doi: 10.1016/j.compgeo.2009.01.005.
- [8] F. Zezza, L. Merenda, G. Bruno, E. Crescenti and G. Iovine, 1994. “Condizioni di instabilità e rischio da frana nei comuni dell’appennino dauno pugliese”. *Geologia Applicata e Idrogeologia* 29: 77–141.
- [9] F. Esu, 1977. *Behaviour of slopes in structurally complex formations*. Rome, Italy: Tipografia ESA Editrice.
- [10] F. Cotecchia, C. Vitone, F. Santaloia, G. Pedone, and O. Bottiglieri, ‘Slope instability processes in intensely fissured clays: case histories in the Southern Apennines’, *Landslides*, vol. 12, no. 5, pp. 877–893, Oct. 2015, doi: 10.1007/s10346-014-0516-7.
- [11] N. Losacco, O. Bottiglieri, F. Santaloia, C. Vitone, and F. Cotecchia, ‘The Geo-Hydro-Mechanical Properties of a Turbiditic Formation as Internal Factors of Slope Failure Processes’, *Geosciences*, vol. 11, no. 10, p. 429, Oct. 2021, doi: 10.3390/geosciences11100429.
- [12] F. Cotecchia, G. Pedone, O. Bottiglieri, F. Santaloia and C. Vitone, 2014. “Slope-atmosphere interaction in a tectonized clayey slope: A case study”. *Rivista Italiana di Geotecnica* 48, no. 1: 34–61.
- [13] A. Di Lernia, F. Cotecchia, G. Elia, V. Tagarelli, F. Santaloia, and G. Palladino, ‘Assessing the influence of the hydraulic boundary conditions on clay slope stability: The Fontana Monte case study’, *Engineering Geology*, vol. 297, p. 106509, Feb. 2022, doi: 10.1016/j.enggeo.2021.106509.
- [14] F. Cotecchia, F. Santaloia, C. Vitone, and F. Cafaro, ‘The mechanical behaviour of intensely fissured high plasticity clays from Daunian’, in *Characterisation and Engineering Properties of Natural Soils*, K. Phoon, D. Hight, S. Leroueil, and T. Tan, Eds., Taylor & Francis, 2006. doi: 10.1201/NOE0415426916.ch10.
- [15] N. Losacco, V. Bufano, E. Tabak, F. Santaloia and F. Cotecchia, A novel strategy to digitalize, integrate and analyse data for the characterisation of landslides in turbiditic deposits, in: ISC2024. URL https://www.scipedia.com/public/Losacco*_et_al_2024a.
- [16] S. Di Nocera and M. Torre, 1987. ‘Geologia dell’area compresa tra Deliceto e Scampitella (Appennino Foggiano)’. *Bollettino della Società Geologica Italiana* 106, no. 2: 351–364.
- [17] D. Cruden and D. Varnes, 1996. “Chapter 3—Landslides Types and Processes”. In *Landslides: Investigation and Mitigation*. Washington, DC: Transportation Research Board: 36–75.
- [18] F. Palmisano, C. Vitone, and F. Cotecchia, ‘Assessment of Landslide Damage to Buildings at the Urban Scale’, *J. Perform. Constr. Facil.*, vol. 32, no. 4, p. 04018055, Aug. 2018, doi: 10.1061/(ASCE)CF.1943-5509.0001201.
- [19] F. Santaloia, 2023. ‘Analisi geomorfologica multi-temporale e fotogeologica del settore sud-occidentale

- dell'area Pianello (Bovino (FG)) e caratterizzazione fenomenologica della sua franosità'. *Rapporto di ricerca per il Commissario di Governo per il contrasto al dissesto idrogeologico della Regione Puglia*.
- [20] PLAXIS (2020) PLAXIS 2D Reference Manual. Bentley Systems International Limited, Dublin.
- [21] M. Th. Van Genuchten, 'A Closed-form Equation for Predicting the Hydraulic Conductivity of Unsaturated Soils', *Soil Science Soc of Amer J*, vol. 44, no. 5, pp. 892-898, Sep. 1980, doi: 10.2136/sssaj1980.03615995004400050002x.
- [22] V. Tagarelli and F. Cotecchia, 'The Effects of Slope Initialization on the Numerical Model Predictions of the Slope-Vegetation-Atmosphere Interaction', *Geosciences*, vol. 10, no. 2, p. 85, Feb. 2020, doi: 10.3390/geosciences10020085.
- [23] T. R. Simonsen, K. K. Sørensen, & S. S. Gadegaard, (2017). Permeability of a stiff fissured very high plasticity Palaeogene clay - direct and indirect measurement methods and scale effects. *Proceedings of the 19th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering: ICSGME 2017* (pp. 509-512). Art. TC101 ISSMGE. <https://www.issmge.org/uploads/publications/1/45/06-technical-committee-01-tc101-54.pdf>



CONFRONTO TRA DUE METODOLOGIE DI ESTRAZIONE DI MICROPLASTICHE DAI TERRENI

Andrea Geppetti

Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale Università degli Studi di Firenze
andrea.geppetti@unifi.it

Johann Facciorusso

Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale Università degli Studi di Firenze
johann.facciorusso@unifi.it

Claudia Madaia

Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale Università degli Studi di Firenze
Claudia.madaia@unifi.it

Sommario

Le microplastiche, ovvero particelle di plastiche caratterizzate da una dimensione massima di 5 mm, risultano essere ormai praticamente ubiquitarie. Nel presente lavoro vengono indagati i tassi di successo di due tecniche di estrazione di questo tipo di inquinanti da due diverse tipologie di terreno. Le metodologie di separazione impiegate utilizzano una soluzione salina e un'emulsione oleosa. I terreni impiegati sono una sabbia pulita del fiume Po e un limo con sabbia prelevato presso un bacino di decantazione di sterili minerari. Le prove di estrazione sono state condotte utilizzando tre tipologie di plastiche differenti. Oltre alla quantità delle particelle recuperate sono state indagate possibili correlazioni tra il tasso recupero e alcuni aspetti geometrici delle frazioni.

1. Introduzione

Come ampiamente noto, i rifiuti in plastica, sono ormai presenti su tutto il pianeta e in tutti i comparti ambientali. Questi rifiuti, soprattutto se di piccole dimensioni, come le microplastiche (caratterizzate da particelle di dimensioni inferiori a 5 mm), hanno un enorme impatto negativo sugli ecosistemi. Le microplastiche possono essere prodotte direttamente oppure possono derivare dal deterioramento e dalla frantumazione di oggetti di dimensioni maggiori. Da tempo la ricerca scientifica si è particolarmente concentrata sullo studio di questi materiali negli ambienti acquatici marini, fluviali e lacustri. Tuttavia, a causa della loro tendenza a depositarsi, queste particelle sono presenti anche nei sedimenti più superficiali. Per quantificare la presenza di questi materiali nei terreni ed effettuare l'estrazione dalla matrice in cui sono contenute sono state sviluppate diverse tecniche. Nessuna delle metodologie ad oggi proposte permette un'estrazione totale e, in generale, tutte le metodologie presentano significativi tassi di insuccesso. In questa ricerca sono state esaminate due delle metodologie più diffuse per l'estrazione delle microplastiche dai terreni: tramite soluzione salina e tramite emulsione oleosa (Bellasi et al. 2021, Möller et al. 2020, Scopetani et al. 2020, Yang et al. 2021). I risultati ottenuti con le due tecniche sono stati confrontati su diversi campioni ottenuti miscelando tre tipologie di plastiche diverse (polistirene, acrilonitrile butadiene stirene e poliammide) a due differenti tipi di terreno (sabbia pulita e sabbia con limo).

2. Materiali e metodi

2.1 Plastiche utilizzate

Come accennato, le plastiche utilizzate sono di tre tipologie: Polistirene (PO), Acrilonitrile Butadiene Stirene (ABS) e Poliammide (PA) (Figura 1). Il Polistirene utilizzato ha una densità di 1.03 g/cm^3 ed è un polimero termoplastico comunemente impiegato nella produzione di imballaggi di vario tipo e quindi altamente propenso alla diffusione nell'ambiente se non adeguatamente smaltito. Anche l'ABS è un polimero termoplastico che ha la stessa densità del Polistirene e presenta eccellenti proprietà meccaniche, per cui viene utilizzato in ambiti in cui è richiesta un'elevata durezza e una buona resistenza alle azioni esterne, alle alte temperature e ad agenti chimici. La Poliammide è caratterizzata da una densità di 1.14 g/cm^3 ed è un polimero sintetico che viene utilizzato in svariate applicazioni, quali ad esempio imballaggi, teli e tubazioni, per citarne alcune.

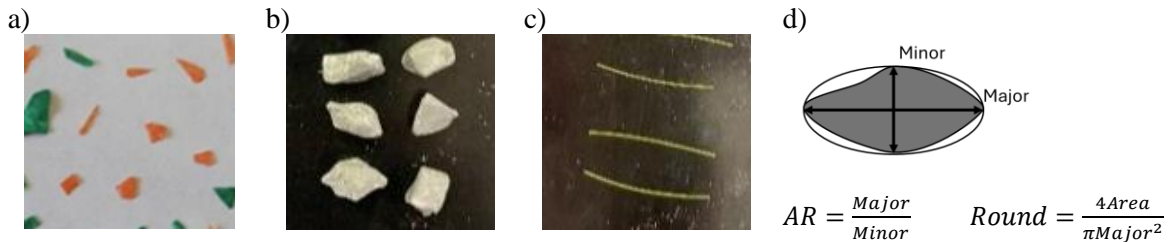


Fig 1. Microplastiche utilizzate nello studio: a) Polistirene (PO); b) Acrilonitrile Butadiene Stirene (ABS); c) Poliammide (PA); d) definizione dei parametri geometrici usati per la classificazione delle particelle.

2.2 Terreni impiegati

I terreni impiegati nel presente studio sono una sabbia pulita del fiume Po (indicata nel seguito col simbolo SP) e un limo con sabbia (rappresentato nel seguito col simbolo LCS) (Fig. 2). La sabbia pulita è composta prevalentemente da minerali silicati (arenaria, rocce magmatiche, metamorfite, selce, quarzo, miche, plagioclasti) e subordinatamente carbonatici (calcari e dolomite), ed è caratterizzata da una densità dei costituenti solidi di 2.69 g/m^3 . Il materiale LCS è un limo con sabbia debolmente argilloso ghiaioso prelevato da un bacino di sterili minerari situato nel Sud della Toscana e presenta una densità dei costituenti solidi di 2.80 g/cm^3 .

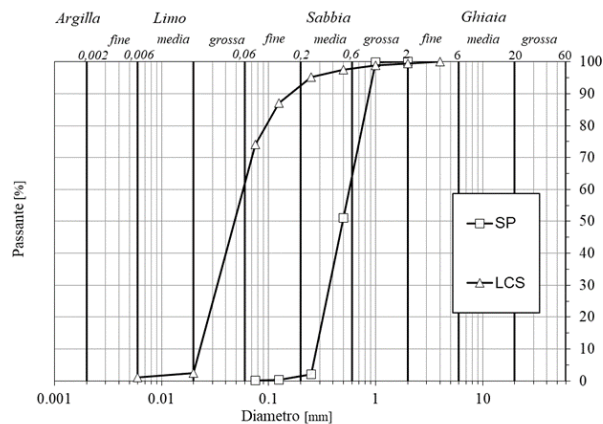


Fig 2. Curve granulometriche della sabbia pulita del fiume Po (SP) e del limo con sabbia (LCS).

2.3 Metodi di separazione

Come precedentemente accennato sono state utilizzate due metodologie di separazione delle microplastiche dai terreni: una prevede l'utilizzo del sale e l'altra dell'olio. Le fasi impiegate per la preparazione dei campioni sono sostanzialmente analoghe per le due tecniche e sono consistite nel mescolare inizialmente in un contenitore un quantitativo di 50 g di terreno asciutto con un numero prestabilito di particelle microplastiche (50 nel caso di PO e 30 nel caso di ABS e PA) scelte in maniera casuale (Figura 3a). La fase successiva ha previsto l'aggiunta nella mistura di terreno e microplastiche di una soluzione di acqua distillata e sale, in una procedura, o di un'emulsione di acqua distillata e olio, per l'altra procedura. Nel caso della tecnica basata sull'utilizzo del sale, la soluzione è stata realizzata aggiungendo 12 g di cloruro di sodio (NaCl) a 100 ml di acqua distillata. La miscela così ottenuta ha assunto una densità di 1.2 g/cm^3 permettendo alle plastiche (di densità inferiore) di tendere verso la parte superficiale del campione e ai terreni (di densità maggiore) di depositarsi sul fondo del contenitore (Figura 3b). Nel caso della tecnica con olio, alcuni ml di olio di semi sono stati emulsionati con acqua distillata e versati nel contenitore con terra e plastiche. Con quest'ultima tecnica vengono sfruttate le proprietà oleofile della plastica e le particelle di plastica si legano alle gocce di olio che, essendo più leggere dell'acqua, si dispongono sulla superficie del campione. I composti sono stati in seguito agitati con un cucchiaio per circa 20 s e poi lasciati riposare su un piano per consentire la separazione dei materiali. Nel caso delle sabbie pulite, sono stati sufficienti alcuni minuti mentre, nel caso del limo con sabbia, sono state necessaria alcune ore. Una volta avvenuta la separazione, i campioni sono stati posti in un congelatore per almeno 20 ore. Una volta congelati (Figura 3c) i campioni sono stati estratti dal contenitore (Figura 3d) e la parte contenente il terreno è stata rimossa per mezzo di una sega e una spatola (Figura 3e). Le microplastiche contenute nel volume rimanente sono state assunte pari a quelle estratte. Le microplastiche estratte sono state poi recuperate facendo scongelare la mistura all'interno di un colino a maglia fine (Figura 3f) e successivamente analizzate con un software di elaborazione immagini per classificarle.

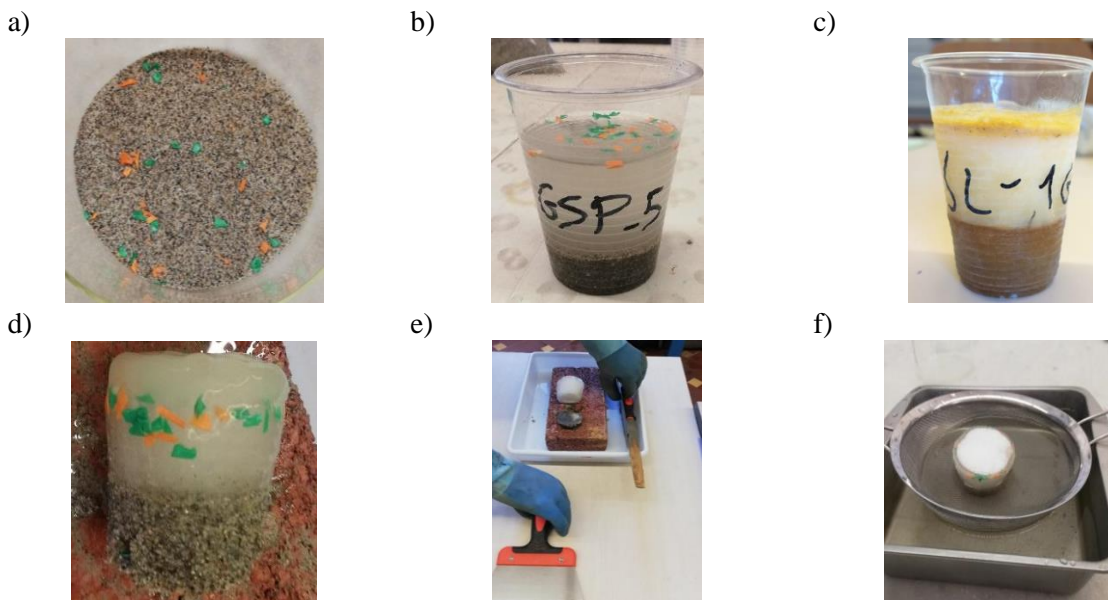


Fig 3. Fasi della preparazione dei campioni ed estrazione delle microplastiche: a) preparazione della mistura terreno asciutto e microplastiche; b) campione a cui è stata aggiunta la soluzione salina; c) campione dopo il congelamento; d) campione congelato estratto dal contenitore; e) separazione della parte con terreno e senza; f) scongelamento della parte senza terreno e raccolta delle microplastiche estratte per mezzo di un colino.

2.4 Classificazione delle microplastiche

Prima della miscelazione con il terreno, le particelle di microplastiche sono state disposte (facendo

attenzione che non si sovrapponevano) su appositi “bersagli” di dimensioni note e sono state fotografate. La stessa procedura è stata applicata anche alle particelle recuperate. Le immagini ottenute sono state analizzate con il software ImageJ (Schneider et al. 2021). Questo software è in grado di convertire un’immagine in formato “binario” (bianco e nero) e di eseguire un’analisi dei pixel, in modo da estrarre diverse informazioni sulla geometria delle particelle presenti. Nel presente lavoro, per classificare le particelle, ed identificare le quantità estratte rispetto a quelle presenti inizialmente nel terreno, sono stati utilizzati i parametri geometrici “Aspect Ratio” (AR) e “ROUND”, definiti come illustrato in Figura 1.

3. Risultati

Nelle Figure 4 e 5 sono rappresentati i tassi di recupero, per singola prova e medi, per i campioni di terreno SP e LCS, rispettivamente. Per i campioni SP sono state eseguite 10 prove con tutti i tipi di plastica, per un totale di 500 particelle immesse di PO e 300 particelle ciascuna di ABS e di PA, mentre per i campioni LCS sono state eseguite 10 prove con PO, per un totale di 500 particelle immesse, e 3 prove con ABS e PA, per un totale di 90 particelle immesse per ciascuno dei due tipi di plastica. Per entrambi i terreni, il maggiore tasso di recupero (medio) si è avuto per Polistirene con soluzione salina (88% per sabbia pulita e 95% per limo con sabbia), mentre i tassi di recupero minori sono associati a Poliammide con soluzione salina (70% per sabbia pulita e 49% per limo con sabbia). Per entrambi i terreni, il tasso di recupero medio con olio per il Polistirene, calcolato su 10 prove per ciascun terreno, è pari all’86%.

Nelle Figure 6 e 7 sono riportate, rispettivamente per i campioni SP e LCS, le distribuzioni di frequenza delle particelle immesse e recuperate per i due parametri ‘aspect ratio’(AR) e ‘ROUND’, distinguendo le particelle PA, di forma filiforme (Fig. 1), da quelle dell’insieme PO+ABS, che hanno assi maggiore e minore di dimensioni confrontabili. Per i campioni LCS (Fig.7) sono riportati esclusivamente i risultati relativi all’insieme PO+ABS, poiché l’insieme PA (90 particelle) è stata ritenuta non rappresentativa dal punto di vista statistico. Nelle stesse Figure 6 e 7 è riportata la percentuale di particelle non recuperate rispetto al numero di particelle immesse, limitatamente alle classi con una percentuale di particelle immesse pari ad almeno il 5% del totale. Per il campione statistico analizzato, non si osserva alcuna correlazione tra la percentuale di particelle non recuperate e i due parametri geometrici considerati. Inoltre, indipendentemente dal parametro considerato, la percentuale di particelle non recuperate di PA è significativamente maggiore rispetto a quella dell’insieme PO+ABS, e la differenza nelle percentuali di recupero con le due tecniche è molto più accentuata nei campioni di limo con sabbia.

4. Conclusioni

È stata analizzata l’efficacia di due tecniche di estrazione di microplastiche in due tipologie di terreno: sabbia pulita e limo con sabbia. Le metodologie utilizzate sono basate sull’impiego di una soluzione salina e di una emulsione oleosa, e le prove sono state condotte con tre tipologie di plastiche (Polistirene, PO; Acrilnitrile Butadiene Stirene, ABS; Poliammide, PA). I risultati indicano che la soluzione salina è più efficace nel recupero di particelle di polistirene, mentre le particelle di poliammide presentano maggiori difficoltà di recupero, soprattutto nei campioni di limo con sabbia. Le differenze nei tassi di recupero tra soluzione salina e emulsione oleosa sono più accentuate nei campioni di limo con sabbia rispetto a quelli di sabbia pulita. Le caratteristiche geometriche delle particelle, sintetizzate mediante ‘aspect ratio’(AR) e ‘ROUND’, non sembrano influenzare significativamente i tassi di recupero. Tuttavia, la dipendenza dai parametri geometrici potrebbe essere meglio definita con distribuzioni uniformi delle particelle in ciascuna classe. Inoltre, data la diversa dimensionalità delle particelle (lineare per PA, bidimensionale per PO e tridimensionale per ABS), potrebbe essere utile considerare parametri differenti rispetto a quelli utilizzati.

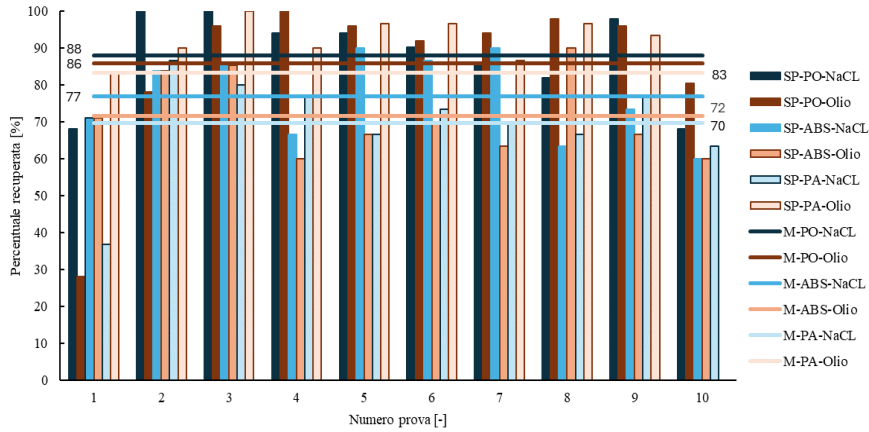


Fig 4. Tassi di recupero nei campioni di sabbia pulita per singola prova e medi (M).

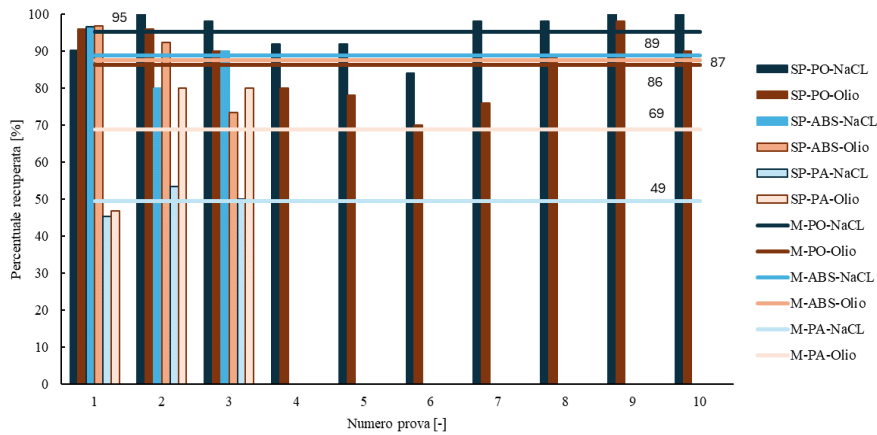


Fig 5. Tassi di recupero nei campioni di limo con sabbia per singola prova e medi (M).

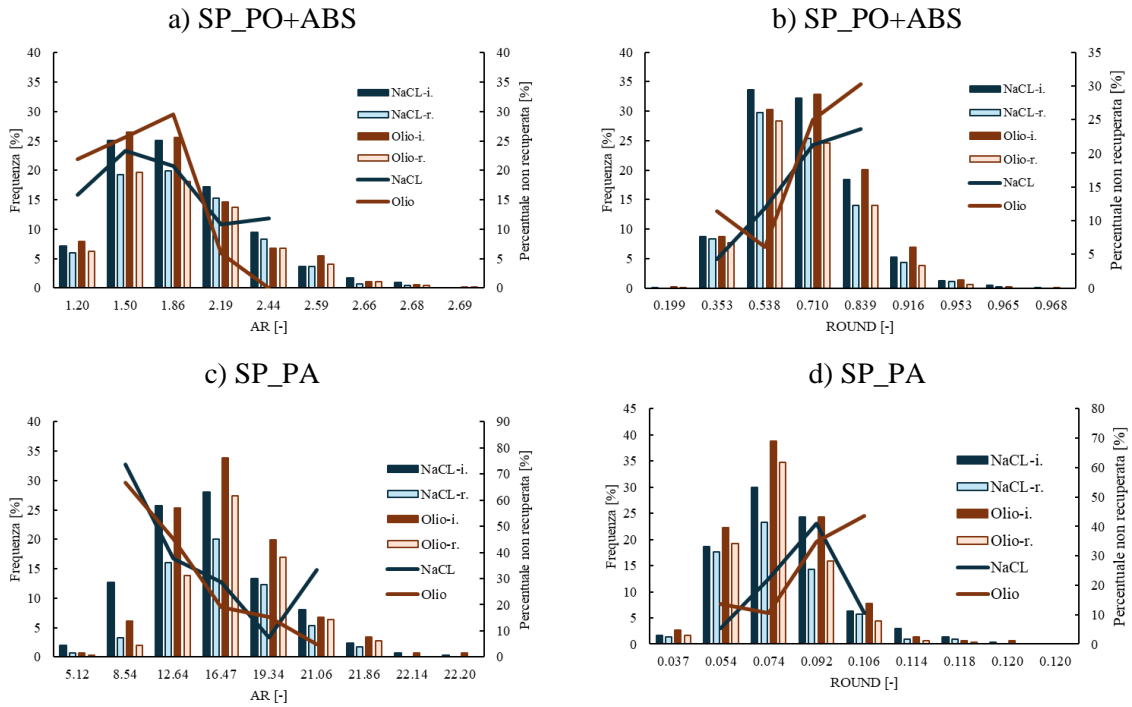


Fig 6. Distribuzione di frequenza per AR (a sinistra) e ROUND (a destra) delle particelle immerse e recuperate nei campioni di sabbia pulita e percentuale non recuperata di PO+ABS (in alto) e PA (in basso).

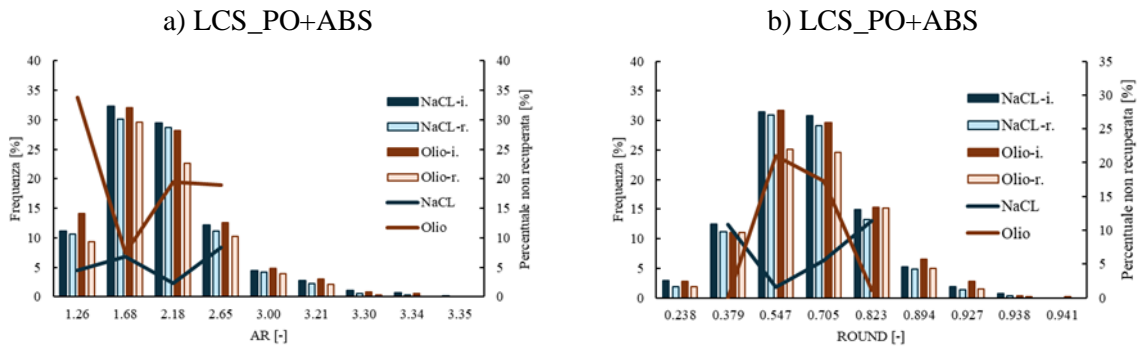


Fig 7. Distribuzione di frequenza per AR (a sinistra) e ROUND (a destra) delle particelle immerse e recuperate nei campioni di limo con sabbia e percentuale non recuperata di PO+ABS.

Ringraziamenti

Gli autori ringraziano Gabriele Picchioni, Luca Canè e Michele Qatoni che hanno contribuito sostanzialmente a diverse fasi della sperimentazione nell'ambito del loro tirocinio didattico e della Tesi di Laurea Triennale.

Bibliografia

- Bellasi, A., Binda, G., Pozzi, A., Boldrocchi, G., & Bettinetti, R. (2021). The extraction of microplastics from sediments: An overview of existing methods and the proposal of a new and green alternative. *Chemosphere*, 278, 130357.
- Möller, J. N., Löder, M. G., & Laforsch, C. (2020). Finding microplastics in soils: a review of analytical methods. *Environmental science & technology*, 54(4), 2078-2090.
- Schneider, C. A., Rasband, W. S., & Eliceiri, K. W. (2012). NIH Image to ImageJ: 25 years of image analysis. *Nature Methods*, 9(7), 671–675. doi:10.1038/nmeth.2089
- Scopetani, C., Chelazzi, D., Mikola, J., Leiniö, V., Heikkinen, R., Cincinelli, A., & Pellinen, J. (2020). Olive oil-based method for the extraction, quantification and identification of microplastics in soil and compost samples. *Science of the Total Environment*, 733, 139338.
- Yang, L., Zhang, Y., Kang, S., Wang, Z., & Wu, C. (2021). Microplastics in soil: A review on methods, occurrence, sources, and potential risk. *Science of the Total Environment*, 780, 146546.



Toward sustainable sediment reinforcement: first results on the characterisation of biological fibres of *Posidonia oceanica*

JAFAR KARIMIAZAR

Politecnico di Bari, DICATECh, Bari, Italy.

J.karimiazar@phd.poliba.it

Claudia Vitone

Politecnico di Bari, DICATECh, Bari, Italy.

claudia.vitone@poliba.it

Enrique Romero

Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, Spain.

enrique.romero-morales@upc.edu

Rossella Petti

Politecnico di Bari, DICATECh, Bari, Italy.

rossella.petti@poliba.it

Joel Torres Serra

Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, Spain.

joel.torres@upc.edu

Alessandro Fraccica

Istituto Superiore per la Protezione e la Ricerca Ambientale, ISPRA, Italy.

alessandro.fraccica@isprambiente.it

Abstract:

This study represents the initial phase of research aimed at investigating the potential use of *Posidonia oceanica* (PO) as a natural additive to enhance the mechanical and ductility properties of dredged sediments or soils. Through the application of image analysis techniques using MATLAB[®] and ImageJ[®], this study explores the correlation between the diameter of *Posidonia* needle balls (NB) and fibre length, which is critical for optimizing sediment treatment. Two classifications of fibre lengths, based on the diameters of PO balls, were estimated by analysing the probability that balls of specific diameters contain fibres of approximately the same length. Finally, based on the results of previous research using mussel shell powder as a partial binder replacement in the mechanical improvement of dredged sediments, the water content and Atterberg limits of mixtures formed by sediment treated with i) cement and shell powder; ii) cement, shell powder added *Posidonia*; and iii) cement alone, were evaluated after 28 days curing time. The results demonstrate the effectiveness in terms of plasticity and consistency indices of the solutions where the sediment is also treated with shell powder and *Posidonia Oceanica*

compared to traditional solutions where the sediment is mixed only with cement.

1. Introduction

In the contemporary world, there is a growing emphasis on conserving non-renewable resources and recycling waste materials for various applications, particularly in engineering. Dredged sediments emerge as valuable resources with the potential to mitigate natural resource depletion through their reuse and recycling as secondary raw materials in various applications. Although dredging is crucial for maintaining sustainable navigation systems in marine and river environments, the continuous accumulation of dredged sediments poses environmental risks, underscoring the importance of effective management for marine and river ecosystems [1]. Dredged sediments are complex geomaterials with low strengths, high water content, high compressibility and organic content, and potential contamination. They typically require chemical or chemo-mechanical treatments before their reuse. Standard treatment used for this purpose is ordinary Portland cement (PC) [2], but their production and use contribute significantly to CO₂ emissions. As a result, there is a growing interest in exploring alternative binders to reduce reliance on PC, potentially offering more environmentally friendly solutions. In line with this, the efficacy of mussel shell powder (hybrid solutions), another waste of marine origin produced without calcination, has been recently demonstrated as a partial substitute for PC for the mechanical improvement of fine-grained sediments [3,4]. However, incorporating natural fibres could significantly enhance the ductility of the treated sediment. *Posidonia oceanica* (PO) is a natural fibre derived from the endemic Mediterranean seagrass, whose annual accumulation of leaves reaches the coastline and ranges from 5 to 50 M tons [5]. *Posidonia* needle balls (NB) structures vary in size, ranging from a few millimetres to hundreds in diameter up to 200 mm. The fibre cross-section in balls exhibits dimensions of 100 µm with an average length of 7.7 mm. The maximum tensile load capacity of *Posidonia* leaves (4 mm wide by 0.1 mm thick) and ball fibres (diameter 80 µm) is about 0.3 N and 0.025 N, respectively [6, 7]. Multiple reuses of PO have already been explored in the literature. Among the various applications, it is used to enhance the ductility of cement paste and mortar [6,8]. Straw fibres have also been tested to improve the ductility of sediment-cement mixtures [9]. The literature on the use of either artificial (e.g., polypropylene fibre (PF), polyvinyl alcohol (PVA) fibre) or natural fibres as reinforcement of cement or soil-cement mixtures highlights the role of the fibre-length, fibre content, fibre composition on the overall mechanical efficacy of the treatment [9, 10]. This study explores the relationship between the ball diameters and fibre length in different NB *Posidonia* fibres. This represents a first step of the research with the overarching purpose of quickly selecting a specific class of fibres based on the ball PO diameters, to be used with other additives and sediments for their mechanical improvement. Selecting fibre length class for reinforcing treated sediment is paramount in optimising the fibre's role within the matrix, especially when focusing on target hydro-mechanical properties like tensile strength, ductility, overall mixture strength, water retention and permeability properties. Furthermore, this work evaluates the Atterberg limits and water contents of mixtures formed by sediment treated with i) cement and shell powder; ii) cement, shell powder with added *Posidonia*; and iii) cement alone. The results demonstrate the effectiveness in terms of plasticity and consistency indices of the solutions where the sediment is also treated with shell powder and *Posidonia Oceanica* compared to traditional solutions where the sediment is mixed only with cement.

2. Materials and methods

2.1. Dredged sediment, Mussel shell, Posidonia oceanica fibres

Figure 1a shows the dredged sediment collected from a fill-in basin in the port of Taranto, southern Italy, with an initial water content of 71.08% (w₀). It can be classified as a weakly sandy silty clay (AGI 1994), having a predominant clay fraction, CF, of 58.5% and a silt fraction, MF, of 40.2%. The Casagrande plasticity chart (Figure 5) shows that the natural sediment can be classified as highly plastic

clay (CH; according to USCS; ASTM 2011). The Atterberg limits in Fig. 5 were determined on the entire material, following a procedure different from the recommendations, as sieving with sieve No. 40 suggested in ASTM D4318 recommendations removes the organic part of the sediment, which affects the material's plasticity [11]. Figure 1b illustrates the *Mytilus galloprovincialis* mussel shells, coarsely crushed and in powder form. Based on the procedure proposed by [4], the shells were washed, heat-treated at 105°C for 48 hours, pulverised using a crushing machine, and finally sieved (ASTM No. 230 sieve) to obtain a powder characterised by $C_u = 2.213$ and $D_{50} = 6.32 \mu\text{m}$. Figures 1c and 1d depict the two different forms of *Posidonia oceanica* leaves and needle balls (NB), collected from a beach in Bari, Lido Cral AQP, Italy. These materials were air-dried for two months at room temperature, resulting in an 18% water content after air-drying at a relative humidity of 50%. The needle balls were then untwisted/opened by hand. After scanning with high quality and utilising the two different image processing techniques, including bounding ellipse analysis in ImageJ[®] and the longest skeleton path in MATLAB[®], to determine the relationship between the diameters of the *Posidonia* fibres and their lengths.



Figure 1. Materials used in this study. A) Sediment, b) Mussel shells (MS) and mussel shell powder, c) *Posidonia* leaves, d) *Posidonia* needle balls (NB).

2.2. Sample preparation

The dredged sediment (DS) was treated using a more environmentally friendly 16% blast furnace slag cement than conventional portlandite cement, denoted as DS16T (Figure 2 a). The chemical composition of cement T is characterised by 44.99% calcium oxide (CaO), 8.25% aluminium oxide (Al_2O_3), 1.48% iron oxide (Fe_2O_3), 32.81% silicon dioxide (SiO_2), 5.79% magnesium oxide (MgO), 0.52% sodium oxide (Na_2O), 0.81% potassium oxide (K_2O), 3.61% sulfur trioxide (SO_3), 0.05% phosphorus pentoxide (P_2O_5), 0.09% strontium oxide (SrO), 0.15% manganese oxide (MnO), 0.38% titanium dioxide (TiO_2), and a loss on ignition (LOI) of 1.27%. Another treatment involved dredged sediment stabilised with an alternative solution in a 1:3 ratio, comprising 12% blast furnace slag cement and 4% mussel shell powder (DS12T4MS) (Figure 2 b). A treatment incorporating natural additives, specifically *Posidonia* fibre reinforcement with cement-MS treated sediment (FRCS), was also prepared. This consisted of 1% *Posidonia* natural fibres (from mixing of fibres in class 2, as shown in Figure 6), 12% blast furnace slag cement, and 4% mussel shell powder combined with the dredged sediment (DS12T4MS1NB) (Figure 2 c). All quantities mentioned refer to the dry weight of the sediment, and no external water was added to any mixture as the natural water contained in the sediment collected was used for the hydration reactions. Initially, the cement and mussel shell powder were mixed with the sediment. Subsequently, the fibres were incorporated into the mixture and mixed manually for 3 minutes to ensure adequate distribution throughout the matrix. All the samples were cured in a film of seawater with the same site of sediment for a curing period of 28 days. After 28 days curing period, the mixtures were subjected to geo-mechanical characterisation tests, in which this note presents measurements of water content and Atterberg limits useful for determining consistency indices.



Figure 2. Sample preparation for Consistency Index determination.

3. Results

3.1 Fibre size categorization

Figure 3 demonstrates a clear correlation between the Posidonia balls' diameter and fibres' length, with skeleton path techniques being preferred for microstructural analysis ($R^2=0.95$). This finding is particularly intriguing for selecting Posidonia fibres for sediment treatments, especially when targeting specific mechanical properties such as tensile strength, ductility, and overall mixture strength. Figure 4 depicts the histogram illustrating the normalised number of fibres for varying ball diameters obtained from skeleton path techniques in MATLAB[®]. In the literature, natural straw fibre spanning three different lengths: 2-5 mm, 5-10 mm, and 10-30 mm, demonstrating that the medium range of 5-10 mm exhibited optimal reinforcement in cement-treated dredged sediment [9]. In this research, more fibres appear as the ball diameter increases within the 10.1-15 mm and 15.1-25 mm length ranges. However, there are fewer fibres between 2.5-10 mm long as the ball diameter grows. In a broader context, upon selecting the most suitable fibre length from various ball diameters of needle balls (NB), the data in Figure 4 show that ball diameters of 20 mm, 25 mm, 30 mm, and 35 mm are more likely to correspond to the 2.5-10 mm length range (class 1), whereas diameters of 40 mm, 45 mm, 50 mm, 55 mm, 60 mm, and 65 mm are associated with a higher probability of falling within the 10.1-25 mm length range (class 2).

3.2 Natural water content and Atterberg limits

Figure 5 shows the Casagrande plasticity chart for untreated sediment (DS) and for the mixtures after 28 days of curing, in which the sediment was treated with i) 16% cement T, DS16T, ii) 12% cement T and 4% mussel shell powder, DS12T4MS, and iii) 12% cement T, 4% mussel shell powder, and an additional 1% Posidonia, DS12T4MS1NB. Incorporating additives to the sediment, regardless of the type and quantity, causes an increase in liquid limit w_L and a reduction in plasticity index PI in all studied mixtures. These variations result in a classification change of the sediment from inorganic clay of high plasticity (CH) to inorganic silts of high compressibility and organic clays (MH). Additionally, the figure shows that the mixture where the sediment was treated with only cement, DS6T, is represented by a point very close to the mixture in which part of the cement is replaced by mussel shell powder, DS12T4MS. Moreover, minor modifications, namely an increase in PI and a further increase in w_L , are observed only when 1% Posidonia is added to the mixture with cement and mussel shells, DS12T4MS1NB. The changes in plasticity induced by the treatments are likely due to flocculation and aggregation caused by chemical reactions and cation exchange between the calcium ions from the cement and mussel shell powder and the sediment minerals. These reactions decrease the diffuse double layer (DDL) thickness and electrostatic repulsion, bringing clay particles closer together through stronger attractive forces [12,13]. Additionally, the slightly higher w_L observed in the DS12T4MS1NB mixture can be attributed to the greater water absorption within the Posidonia fibre channels [14]. Figure 6a shows the water contents of the mixtures immediately after 28 days of maturation. For all mixtures, the natural water content decreases compared to the untreated sediment. Notably, the mixture containing mussel shell exhibits a lower water content than the mixture with only cement. This reduction may be attributed to the higher free calcium content resulting from the addition of mussel shell [15], or to the physically elongated shape of the mussel shell, which can absorb more water. The mixture with Posidonia fibres shows a slightly higher water content than cement and mussel shell-treated sediment. This could be due to the high-water absorption capacity or the high hydrophilic properties of Posidonia fibres [16]. Finally, Figure 6b shows the consistency indices of the untreated natural sediment, DS, and the studied mixtures. The fluid consistency (negative) of the natural sediment (DS shows $CI= -0.429$) becomes solid plastic for mixtures with cement and shells ($CI= 0.98$ for DS14T4MS) and semisolid for the other two mixtures, i.e., treatments with only cement T and with cement T, mussel shells and Posidonia ($CI= 1.04$ for DS16T and $CI= 1.01$ for DS14T4MS1NB). In detail, the best mixture in terms of consistency is the one where the sediment is treated with only cement T, and the treatment solution with cement partially replaced by shell powder approaches, albeit slightly, the traditional mixture only when 1% Posidonia Oceanica is added to the mixture. This confirms that Posidonia fibres can act as

reinforcement in mechanical improvement solutions for soft marine sediments.

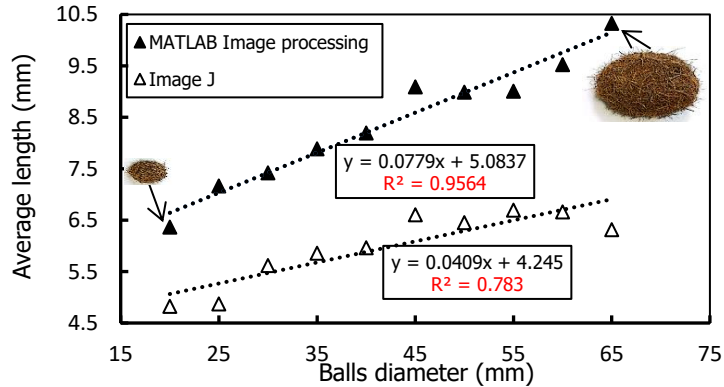


Figure 3. Correlation between the Posidonia needle balls' diameters and the length of the fibres.

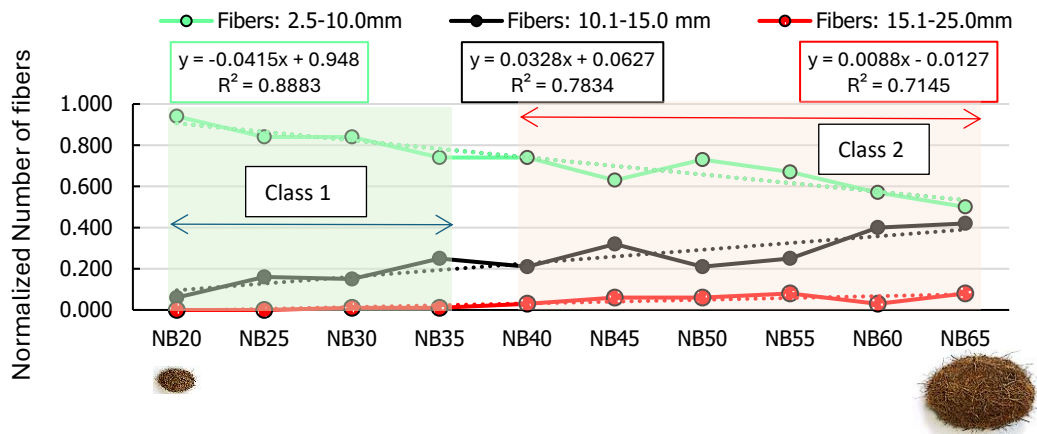


Figure 4. Correlation between the Posidonia NB diameters and normalised number of the fibres and fibre classes.

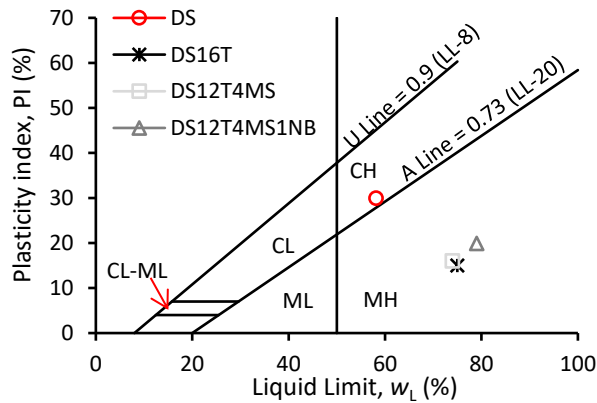


Figure 5. Casagrande plasticity chart results for raw sediment and stabilised/reinforced sediment.

4. Conclusion and perspectives

This study represents the initial phase of research aimed at investigating the potential use of Posidonia Oceanica (PO) as a natural additive to enhance the mechanical and ductility properties of dredged sediments or soils. To propose an efficient method for selecting a specific class of fibres based on PO ball diameters, to be used in mechanical improvement treatments of soils, an analysis of Posidonia fibres is proposed using two techniques, i.e., MATLAB® and ImageJ®. In detail, finding the longest skeleton path with MATLAB® image processing and looking for bounding ellipse maximum length with ImageJ®. The skeleton path techniques derived in better and more precise results. The data show that by increasing the ball diameters from 20 to 65 mm, the number of fibres with a range length between 2.5-10 mm decreases, while that with fibre lengths of 10.1-15 mm and 15.1-25 mm increases. According

to the probability distribution of the number of fibres across various diameters, PO balls with diameters ranging from 20 to 35 mm are classified as Class 1, which predominantly have lengths between 2.5 and 10 mm. Class 2 includes PO balls with diameters from 40 to 65 mm, with lengths ranging from 10.1 to 25 mm. It should be mentioned that the research is still in progress, with ongoing analysis at the microscale and hydro-mechanical testing on the fibres. This analysis encompasses examining the sensitivity of the fibres to water content and assessing the impact of their length and content on the geotechnical properties of sediment mixtures.

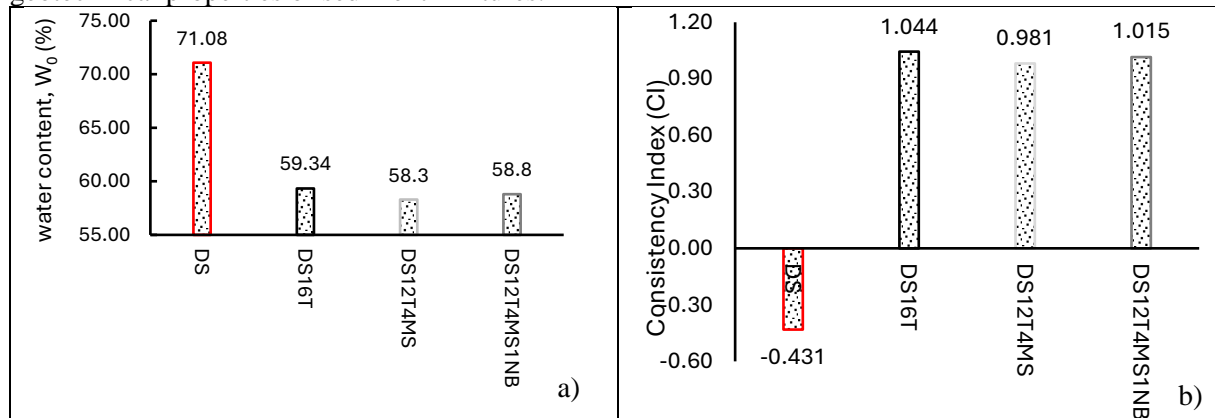


Figure 6. a) Natural water contents, b) Consistency Index, after 28 days curing time.

References

- [1] Snellings, R., et al. (2016). Properties and pozzolanic reactivity of flash calcined dredging sediments. *Applied Clay Science*, 129: p. 35-39.
- [2] Wang, D., et al. (2020). Strength properties and associated mechanisms of magnesium oxychloride cement-solidified urban river sludge. *Construction and Building Materials*, 250: p. 118933.
- [3] Petti R., et al. (2023). *On the use of mussel shells as green solution to mechanically stabilise dredged sediments. Proceedings of the IS-PORTO2023. Porto, 3rd - 6th September.*
- [4] Petti R., et al. (2024). Use of shells for the mechanical stabilisation of sediments: a valuable geomechanical perspective? *Géotechnique*, Published online. DOI: 10.1680/jgeot.22.00383
- [5] Restaino, O.F., et al. (2023). *Sustainable Exploitation of Posidonia oceanica Sea Balls (Egagropili): A Review.* *International Journal of Molecular Sciences*, 24(8): p. 7301.
- [6] Stefanidou, M., et al. (2021). Use of Posidonia oceanica fibres in lime mortars. *Construction and Building Materials*, 298: p. 123881.
- [7] Benjeddou, O., et al. (2022). Effect of Posidonia oceanica fibres addition on the thermal and acoustic properties of cement paste. *Buildings*, 12(7): p. 909.
- [8] Allegue, L., M. Zidi, & S. Sghaier. (2015). Mechanical properties of Posidonia oceanica fibres reinforced cement. *Journal of Composite Materials*, 49(5): p. 509-517.
- [9] Li, J.S., et al. (2023). Evaluation of natural and artificial fibre reinforcements on the mechanical properties of cement-stabilized dredged sediment. *Soils Found.*, 63(3): 101319.
- [10] Park, S.-S., Effect of fibre reinforcement and distribution on unconfined compressive strength of fibre-reinforced cemented sand. *Geotextiles and Geomembranes*, 2009. 27(2): p. 162-166.
- [11] Roque, A.J. et al, 2021. Sustainable environmental geotechnics practices for a green economy. *Environmental Geotechnics*, 9(2), pp.68-84.
- [12] Horpibulsuk, S., 2012. Strength and microstructure of cement stabilized clay. In *Scanning electron microscopy*. IntechOpen.
- [13] Chew, S. H., Kamruzzaman, A. H. M., Lee, F. H. 2004. Physicochemical and Engineering Behavior of Cement Treated Clays. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*/Volume 130 Issue 7 - July 2004.
- [14] Ferrero, B., Boronat, T., Moriana, R., Fenollar, O. and Balart, R., 2013. Green composites based on wheat gluten matrix and posidonia oceanica waste fibers as reinforcements. *Polymer Composites*, 34(10), pp.1663-1669.



EFFETTI DEL TAGLIO DI VEGETAZIONE SULL'INNESCO DI UNA COLATA DETRITICA A NOTTORIA (PG): CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA PRELIMINARE

Andrea Lepri

*Università degli Studi di Perugia, CIRIAF
andrea.lepri@dottorandi.unipg.it*

Alessandro Fraccica

*Dipartimento per il Servizio Geologico d'Italia, ISPRA
alessandro.fraccica@isprambiente.it*

Manuela Cecconi

*Dipartimento di Ingegneria, Università degli Studi di Perugia,
manuela.cecconi@unipg.it*

Vincenzo Pane

*Dipartimento di Ingegneria, Università degli Studi di Perugia,
vincenzo.pane@unipg.it*

Sommario

In questa nota si presentano i risultati di una prima indagine sperimentale in sito e in laboratorio mirata alla caratterizzazione dei depositi di debris-flow formati nella zona a monte del centro abitato di Nottoria (Norcia, PG). Lo studio si inquadra nell'ambito di un progetto di dottorato di ricerca finanziato PNRR che vede la collaborazione tra UniPG e ISPRA e che ha come obiettivo l'analisi e la comprensione dei fenomeni di innesco e di propagazione di debris-flow, in relazione alle caratteristiche geotecniche ed idrauliche dei materiali coinvolti e alla presenza di vegetazione.

1. Obiettivi dello studio

È ben noto nella letteratura scientifica che la vegetazione riveste un ruolo fondamentale per il controllo dell'erosione e la protezione di fronti di scavo e coltri superficiali di pendii potenzialmente instabili. Tuttavia, data la complessità dei meccanismi di interazione terreno (S)-vegetazione (V)-atmosfera (A), l'analisi degli effetti della vegetazione nei meccanismi e processi che definiscono l'interazione SVA abbraccia diversi settori scientifici, ognuno dei quali contribuisce all'indagine e alla modellazione di aspetti specifici del comportamento del sistema terreno/vegetazione, in condizioni climatiche variabili. La tematica abbraccia due aspetti essenziali: i) i meccanismi attraverso i quali la vegetazione favorisce il rinforzo meccanico del terreno, ii) i fenomeni e i processi alla base dell'interazione SVA che tipicamente richiedono analisi avanzate termo-idro-meccaniche. In questo contesto di riferimento, è stato recentemente avviato uno studio a carattere prevalentemente sperimentale finalizzato a quantificare il contributo della vegetazione, o da un punto di vista esattamente speculare, l'effetto di interventi di taglio di vegetazione sull'attivazione di fenomeni di debris-flow verificatisi recentemente a Nottoria, a sud di Norcia (PG).

1.1 Inquadramento dell'area

L'area di studio è situata a monte di Nottoria, a sud di Norcia (Perugia, Italia). L'area rientra nell'ambito della perimetrazione del fenomeno di "debris flow quiescente" cartografato dal P.A.I. (vedi Fig. 1). Nel 2012, a seguito di precipitazioni intense, una significativa colata detritica ha coinvolto il centro abitato, con detriti mobilitati costituiti principalmente da blocchi di calcare incanalati nella valle principale e poi riversati in una valle laterale (Servizio geologico della Regione Umbria). I depositi di detrito hanno raggiunto in alcuni punti uno spessore di 1m, mentre in alcune aree l'erosione profonda dovuta al deflusso dell'acqua è stata significativa. Un'altra colata detritica è stata successivamente registrata nel 2015.

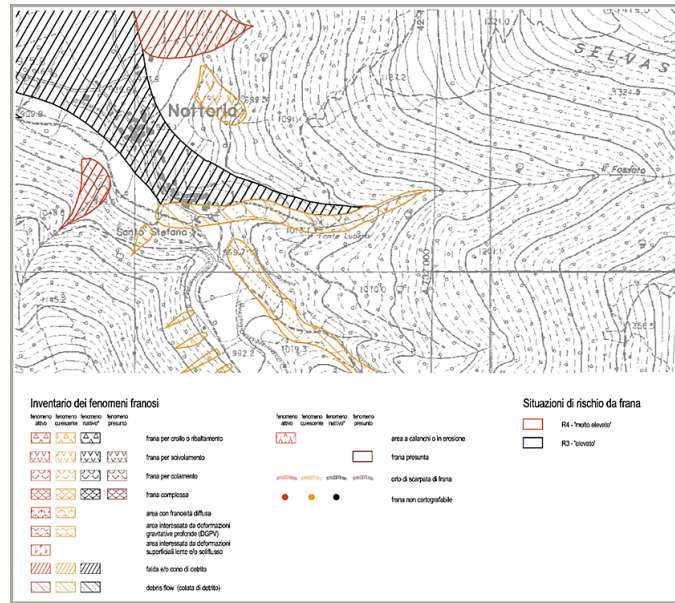


Fig. 1 Da "Carta del Rischio da frana e inventario dei Fenomeni Franosi" PAI (ABFT, 2003-12)



Fig. 2 Area di studio; campagna in sito, dicembre 2023

La Figura 2 mostra l'area di accumulo, il canale di propagazione e le aree di origine della colata detritica, osservate da un sopralluogo preliminare in campagna (inverno 2023). Risalendo il canale verso monte, è stata rinvenuta la presenza di vegetazione così come la presenza di aree soggette a tagli di vegetazione

arborea. Per entrambi gli eventi (2012-2015), le cause principali del fenomeno sono state attribuite alle intense precipitazioni di carattere temporalesco che hanno interessato durante l'estate le valli caratterizzate dall'affioramento di calcari intensamente fratturati. Tali eventi hanno rapidamente convogliato elevate quantità di acqua nel bacino del fosso di alimentazione e favorito, contestualmente, il trasporto del materiale solido presente nel tratto mediano e terminale dell'impluvio (Microzonazione sismica, relazione illustrativa 2020; Carta Geologica Regionale, 1:10000, Regione Umbria).

L'evento del 2012 è stato quello più catastrofico in quanto il materiale della colata detritica ha raggiunto Nottoria, meno intenso l'evento successivo del 2015. I dati pluviometrici relativi all'evento del 2012 sono riportati nella Figura 3 dove sono state considerate le 2 stazioni pluviometriche più vicine all'area interessata. I dati indicano valori massimi delle precipitazioni non contestuali al verificarsi del colamento rapido.

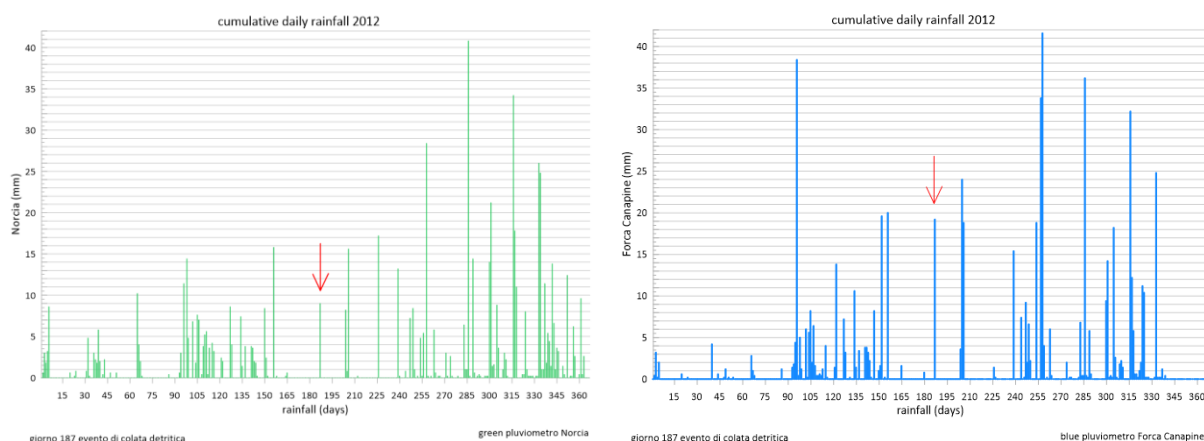


Fig. 3 Dati pluviometrici anno 2012 delle stazioni di Norcia e Forca Canapine (da Regione Umbria.)

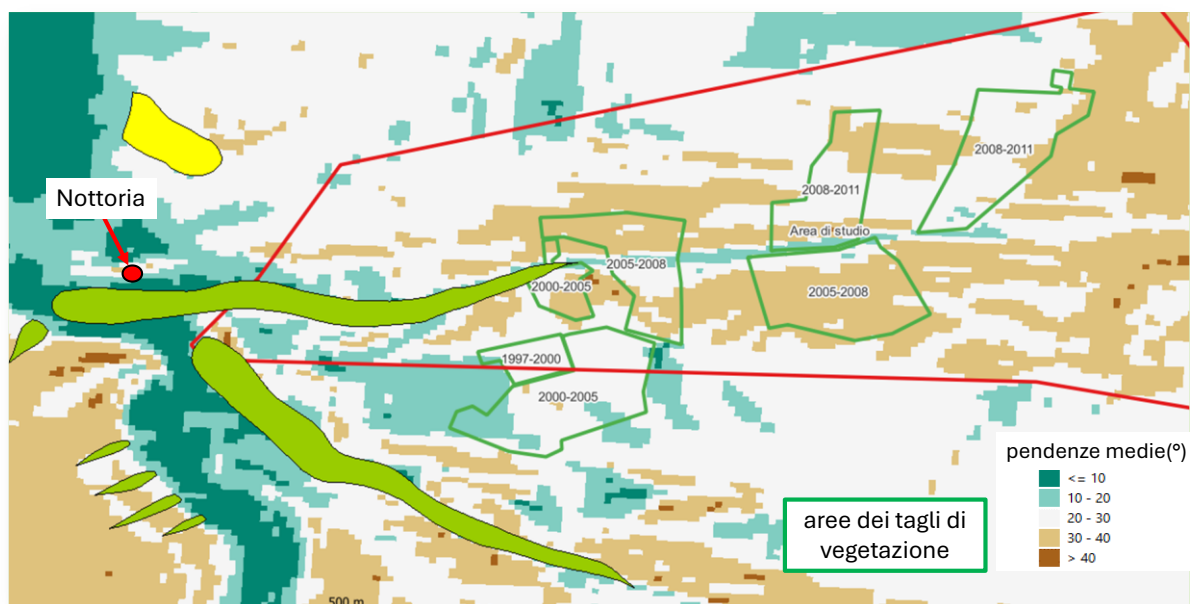


Fig. 4 Sovrapposizione di: aree con tagli di vegetazione (poligoni verdi vuoti) con indicati gli anni delle ortofoto di riferimento da cui sono state osservate; poligono debris flow (aree campite in verde); carta delle pendenze valutata su DTM a 10 m. La maggior parte dei tagli è avvenuta su pendenze tra 30 e 40°.

2. Materiali

Il materiale che costituisce la coltre detritica è costituito da ciottoli calcarei di varie dimensioni diffusi in una matrice marnoso-argillosa. Al fine di una sperimentazione preliminare, sono stati prelevati alcuni campioni di materiale dal deposito di debris flow, classificati come ghiaie da ben gradate a grossolane (GW, in base a USCS con coefficiente uniformità mediamente pari a 8, e coefficiente di curvatura $C = 2.4$). Il materiale è costituito da grani, di bassa sfericità, con spigoli vivi molti pronunciati, *molto angolosi* con *roundness index* pari a 0.15 (Powers, 1953; Krumbein and Sloss, 1963), di scabrezza intermedia (Maroof et al., 2020). Nei campioni prelevati in sito sono state rinvenute radici prevalentemente legnose, con diametri variabili tra 0.5 e 2 mm (v. Fig. 5), porzioni e residui di vegetazione arborea presente nell'area in esame, prevalentemente costituita da faggi e querce.

Sulla frazione di materiale passante a 2mm, la stessa con la quale sono stati preparati i provini di taglio diretto (v. par. 3) sono state eseguite determinazioni dell'indice dei vuoti massimo, e_{max} , (ASTM D4254-16 metodo A). L'indice dei vuoti e_{min} è stato invece calcolato sulla scorta di alcune correlazioni proposte in letteratura. Per una utile stima della densità relativa, in Tabella 1 si riportano i risultati ottenuti (misurati e calcolati); nel calcolo della densità relativa, in assenza allo stato attuale di misure sperimentali di e_{min} , si è assunto il valore medio $e_{min} = 0.68$.

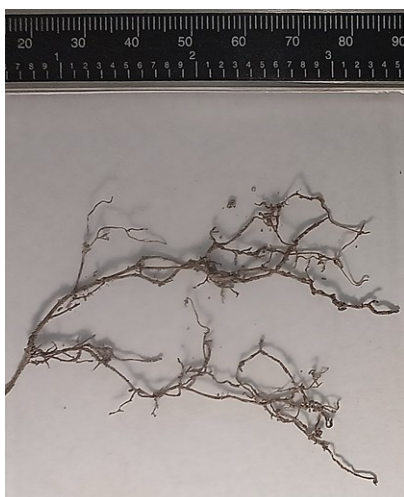


Fig. 5. Configurazione "radice tipo"

e_{max}	e_{min}	correlazioni	e_{min}
misurato (val. medio)			calcolato
1.64	$= 0.563 \cdot C_u^{-0.294}$	C_u , coeff. uniformità (Riquelme & Dorado, 2017)	0.305
	$= 0.554 + 0.154 \cdot R_{\square}^{-1}$	R , roundness index (Santamarina & Cho, 2004)	0.841
	$= 0.8 - 0.34 R$	R , roundness index (Cho et al., 2006)	0.742
	da abaco	(Cubrinovski & Ishihara, 2002)	1.0 (val. max)
	$= 0.5D_{50\square}^{-0.11}$	(Chang et al., 2018)	0.512

Tab.1 Materiale passante < 2mm. Determinazione di e_{max} & e_{min}

3. Resistenza a taglio

3.1 Modalità di prova e preparazione dei provini

Prove convenzionali di taglio diretto sono state eseguite su provini preparati con la frazione di materiale passante a 2 mm, a due diversi stati di addensamento relativi a due valori dell'indice dei vuoti iniziale $e_0 = 0.7, 1.0$; questi valori corrispondono a densità relative rispettivamente pari a : $D_{r,max} \approx 100\%$, $D_r = 68\%$ (v. Tab. 1). È stata impiegata una scatola di taglio a sezione circolare (dia. = 50 mm). L'apparecchio di taglio diretto è convenzionale, con applicazione dello sforzo di taglio a spostamento controllato, con possibilità di impostazione della velocità di spostamento nell'intervallo da 5×10^{-4} a 2 mm/min. Tutte le prove sono state effettuate alla velocità di spostamento pari a 1 mm/min. La misura degli spostamenti verticali e orizzontali è stata effettuata con micrometri con risoluzione rispettivamente pari a 0.001 and 0.01 mm. I provini sono stati preparati in condizioni asciutte (*dry*) e sature (*sat*). Per i provini più addensati ($e_0 = 0.7$), il compattamento del materiale è stato effettuato per n. 4 strati successivi mediante l'azione ripetuta di una massa battente (850 g) lasciata cadere per 5 volte da un'altezza nota di 10 cm lungo un'asta verticale, assiale. Dovuta attenzione è stata riposta nell'evitare che il contatto fra due strati

consecutivi, evidente piano di discontinuità, potesse risultare in corrispondenza del piano di taglio. I provini caratterizzati da un minore stato di addensamento non hanno richiesto alcun compattamento. Per la preparazione dei provini saturi, il materiale è stato preparato al contenuto d'acqua $w = e/G_s$ (avendo assunto $G_s = 2.65$, $w = 37.7\%$ per $e_0 = 1.0$; $w = 26.4\%$ per $e_0 = 0.7$). I provini sono stati quindi direttamente preparati all'interno della scatola di taglio diretto e poi sommersi in acqua prima dell'applicazione del carico assiale. Sono stati eseguiti due *sets* di prove. Nel primo set, le prove sono state condotte su provini *dry* e *sat*, alle tensioni verticali $\sigma'_v = 50, 100, 200, 400$ kPa. In un secondo set di prove, provini inizialmente *dry* sono stati sottoposti a completa imbibizione (*wetting*) in corrispondenza del picco di resistenza.

3.2 Risultati

I risultati delle prove di taglio diretto sono rappresentati nella figura 6. L'effetto della tensione di confinamento sull'andamento tensioni-spostamenti è ben chiaro. Il comportamento del materiale è debolmente fragile e dilatante, indipendentemente dal livello tensionale applicato ($\sigma'_v = 50-400$ kPa), ad eccezione di quanto osservato per i provini preparati ad un minore grado di addensamento e sottoposti alla massima tensione verticale ($\sigma'_v = 400$ kPa).

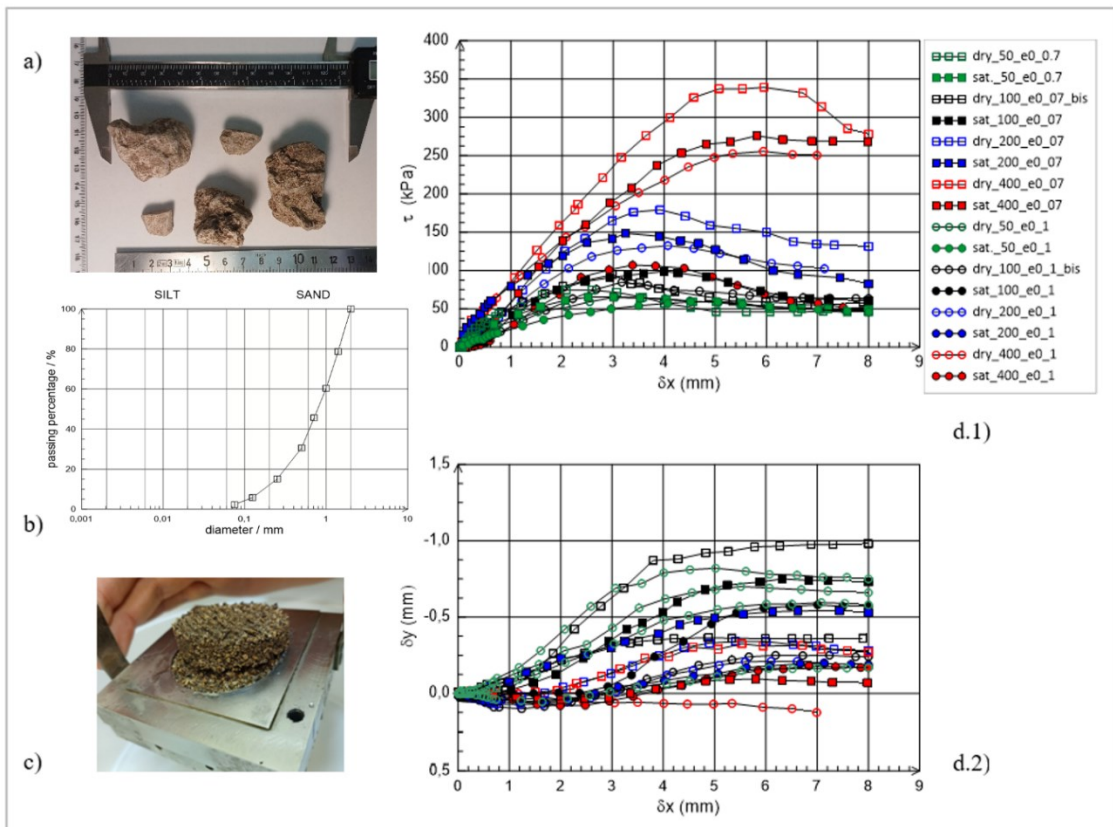


Figura 6. Provini Nottoria: a) dettaglio grani; b) granulometria provini di taglio ($d < 2\text{mm}$); c) provino post-test; d) Risultati delle prove di taglio diretto; d.1) tensioni di taglio, τ vs. spostamento orizzontale, Δx ; d.2) spostamento verticale, Δy , vs spostamento orizzontale, Δx .

Come atteso, la dilatanza del materiale - che si manifesta per tutte le prove, dopo una primissima compressione - si riduce all'aumentare di σ'_v . Anche l'effetto dell'indice dei vuoti iniziale sulla resistenza a taglio è ben chiaro e anch'esso atteso: ai provini con minore e_0 compete una resistenza maggiore. In merito alle condizioni iniziali *dry/sat*, non si evincono differenze particolarmente significative in termini di parametri di resistenza al taglio. Il comportamento osservato è quello proprio

di un terreno granulare, caratterizzato da angoli di attrito piuttosto elevati nell'intervallo $\phi' = 28^\circ - 38^\circ$, tipici di un materiale a grana grossa ben addensato. Tuttavia, i provini *dry* esibiscono un picco di resistenza, non osservato per i provini *sat*. Nell'aver assunto un criterio di rottura alla Mohr-Coulomb, i valori calcolati di coesione risultano elevati ($c' = 20-35$ kPa). Si ritiene che questo parametro sia esclusivamente attribuibile al comportamento dilatante del materiale.

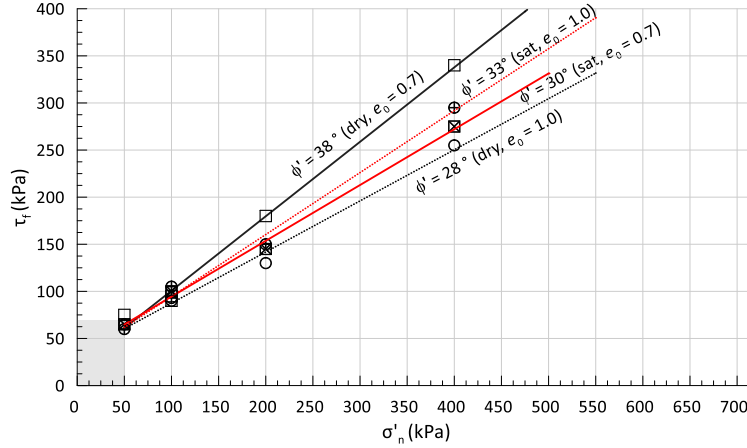


Figura 7. Involuppi di rottura, dry/sat

Il collasso strutturale (riduzione di volume) mediante percorsi di wetting è stato esaminato in corrispondenza delle condizioni di picco/massima resistenza a taglio. In queste condizioni, i provini - inizialmente *dry* - sono stati sommersi in acqua distillata. In tutti i casi, indipendentemente dall'indice dei vuoti iniziale, è stata osservata una riduzione di volume (collasso). La Figura 8 mostra i risultati delle prove condotte a $\sigma'_v = 50, 200$ kPa sui provini meno addensati ($e_0 = 1.0$).

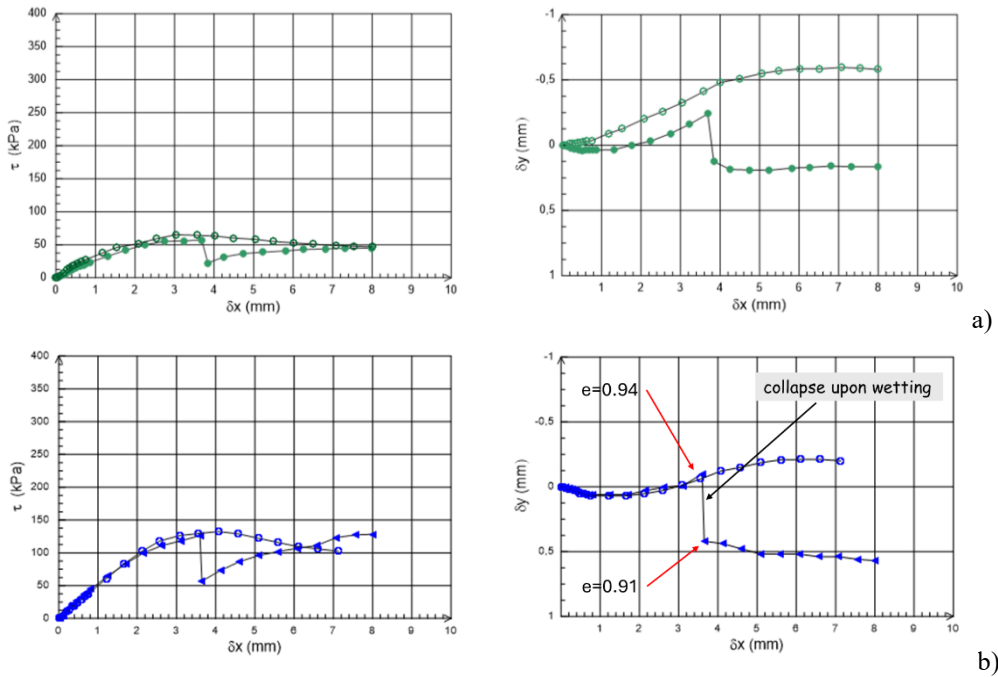


Figura 8. Percorsi di wetting in corrispondenza del picco di resistenza: a) $\sigma'_v = 50$ kPa; b) $\sigma'_v = 200$ kPa

4. Pianificazione indagini e misure in sito.

Per il proseguo dello studio, sono stati pianificati: *i*) un rilievo dettagliato dell'area di studio effettuato con drone + lidar; *ii*) indagini indirette con georadar al fine di individuare gli spessori di materiale potenzialmente mobilizzabili in occasione di possibili eventi pluviometrici; *iii*) il prelievo di campioni decimetrici di materiale detritico finalizzati allo studio delle caratteristiche idro-meccaniche del materiale/terreno, tramite prove di laboratorio; *iv*) misure in sito di resistenza del terreno radicato tramite corkscrew (Meijer et al., 2018); *v*) l'installazione di sensori per la misura di contenuto d'acqua e suzione nel terreno.

Bibliografia

- ASTM D 4254 – 16, Standard Test Methods for Minimum Index Density and Unit Weight of Soils and Calculation of Relative Density. DOI: 10.1520/D4254-16.
- ASTM D854 -14, Standard Test Methods for Specific Gravity of Soil Solids by Water Pycnometer. DOI: 10.1520/D0854-14.
- Chang C.S., Deng Y., Meidani M. (2018) “A multi-variable equation for relationship between limiting void ratios of uniform sands and morphological characteristics of their particles”, *Engineering Geology* 237 (2018) 21–31.
- Cubrinovski, M., Ishihara, K. (2002) “Maximum and minimum void ratio characteristics of sands”, *Soils and Foundations* 42 (6), 65–78.
- Krumbein W.C., Sloss L.L. (1963) “Stratigraphy and sedimentation”, (2nd ed.), W.H. Freeman and Company, San Francisco.
- Lepri, A., Fraccica, A., Cencetti, C., and Cecconi, M. (2024) “A preliminary study on the possible effect of deforestation in debris flows deposits”, EGU24-15726, Vienna, Austria, 14–19 Apr 2024.
- Maroof M.A., Mahboubi A., Noorzad A., Safi Y. (2020). “A new approach to particle shape classification of granular materials”, *Transportation Geotechnics*, 22.
- Meijer G.J., Bengough A.G., Knappett J.A., Loades K.W, Nicoll, B.C. (2018) “In situ measurement of root-reinforcement using the corkscrew extraction method”, *Canadian Geotech. J.* 2018, 55, 1372–1390.
- Powers M.C. (1953). “A new roundness scale for sedimentary particles”, *SEPM J Sediment Res*, 23 (1953), 117-119.
- Riquelme J., Dorado L. (2017) “Methodology to Determine Maximum and Minimum void index in Coarse Granular Soils from Small-Scale Tests Correlations”, *GeoOttawa 2017*.
- Santamarina J.C., Cho G.C. (2004) “Soil behaviour: the role of particle shape” in: *The Skempton conference*, Thomas Telford, London, 604-617.



**OTTIMIZZAZIONE DEI TRATTAMENTI DI MIGLIORAMENTO
MECCANICO DEI SEDIMENTI MARINI DI DRAGAGGIO: I PRIMI
RISULTATI DEL PROGETTO GREENLIFE4SEAS**

Rossella Petti

DICATECh, Politecnico di Bari

rossella.petti@poliba.it

Claudia Vitone

DICATECh, Politecnico di Bari

claudia.vitone@poliba.it

Alexander Puzrin

ETH Zurich

alexander.puzrin@igt.baug.ethz.ch

Michael Plötze

ETH Zurich

michael.ploetze@igt.baug.ethz.ch

Pietro Gian Pesce

DICATECh, Politecnico di Bari

p.pesce@phd.poliba.it

Martina Carcagni

DICATECh, Politecnico di Bari

m.carcagni@phd.poliba.it

Sommario

Nella presente nota vengono presentati alcuni risultati sperimentali preliminari ottenuti presso i laboratori di geotecnica del Politecnico di Bari e i laboratori ClayLab dell'ETH-Z, nell'ambito del progetto europeo GREENLIFE4SEAS. L'obiettivo di queste prove è ottimizzare i trattamenti di miglioramento meccanico dei sedimenti marini di dragaggio, identificando la temperatura ottimale del processo termico a cui sottoporre i gusci dei mitili al fine di produrre una polvere che, usata in parziale sostituzione dei cementi, abbia un ruolo attivo nelle miscele di sedimento. Il programma sperimentale ha previsto l'uso di gusci grezzi (MSR) e di gusci trattati termicamente per 3 ore, 9 ore e 48 ore a 105 °C (rispettivamente denominati MS3h, MS9h e MS48h) per produrre le polveri di conchiglie. Queste polveri sono state sottoposte ad analisi termogravimetrica (TGA) e alla misurazione del carbonio organico totale (TOC). In aggiunta, nella nota si riportano considerazioni sull'effetto del tempo di trattamento dei gusci e si presentano i primi risultati, in termini di indici di consistenza e contenuto d'acqua, delle miscele formate da sedimento-cemento e polvere prodotta dai gusci dopo i vari trattamenti termici, effettuate per interpretare quanto riscontrato dagli esperimenti effettuati.

1. Introduzione

Il riuso di scarti di origine marina per creare nuovi materiali è un campo di ricerca in rapida crescita che sta guadagnando attenzione per le sue potenziali applicazioni nell'economia circolare e nella sostenibilità ambientale. In tale ambito, recentemente il programma LIFE ha finanziato un progetto guidato dal Politecnico di Bari, GREENLIFE4SES-GL4S, che prevede il riuso di sedimenti dragati e di gusci di mitili per la produzione di prodotti industriali quali banchine, frangiflutti e masselli autobloccanti da esterno da realizzare direttamente in 4 aree portuali del Mediterraneo coinvolte nel progetto. I gusci che si intendono utilizzare, *Mytilus Galloprovincialis*, sono composti da calcite (80% in peso), aragonite (9% in peso), tracce di quarzo e materia organica (circa 4-6% in peso) e il progetto GL4S prevede il loro uso, previo opportuno trattamento, quali parziali sostituti dei cementi nei processi di stabilizzazione meccanica dei sedimenti di dragaggio. La strategia adottata si basa su recenti ricerche scientifiche, Petti et al., 2024, in cui viene dimostrato che il carbonato di calcio presente nei gusci dei mitili, di origine biogenica, è più soggetto a processi di decomposizione rispetto a quello di origine litogenica (Zamanian et al., 2021), rendendolo disponibile per le reazioni di idratazione chimica con la silice dei sedimenti e i minerali del cemento. In particolare, l'efficacia della polvere di guscio di cozza, ottenuta trattando il guscio a 105°C per 48 ore, nelle soluzioni di miglioramento meccanico dei sedimenti è attribuita a i) una maggiore area superficiale specifica BET, S_s (S_s polvere di guscio = 3,433 m²/g e S_s cemento Portland = 1,212 m²/g) della polvere di conchiglia rispetto ai cementi utilizzati, che favorisce la precipitazione dei prodotti di idratazione, aumentando il potenziale delle conchiglie come siti di nucleazione; ii) la particolare morfologia degli strati prismatici e della madreperla della struttura della conchiglia (Ballester et al., 2007), che con le loro forme allungate facilitano la formazione di una rete reticolare che ospita più efficacemente i fini aghi di CSH che si formano durante la presa del cemento; iii) la persistenza di aragonite aghiforme anche dopo il trattamento termico della conchiglia a 105°C per 48 ore, che rimane ben incapsulata nel tessuto della miscela e funge anche da riempitivo per l'intera matrice, formando una struttura più compatta rispetto alla matrice ottenuta dal trattamento tradizionale del sedimento con solo cemento. Partendo da tali risultati, l'obiettivo è di ottimizzare il processo che prevede il riuso dei due scarti di origine marina ad alto impatto a cui si rivolge il progetto al fine di un'industrializzazione dell'intero ciclo produttivo dei prodotti. Nel dettaglio, con il presente studio si intende investigare se è possibile variare la durata di trattamento termico a cui sottoporre i gusci da cui produrre la polvere senza inficiare la sua efficacia come componente sinergico con il cemento nelle miscele di trattamento meccanico dei sedimenti marini. Al tal fine per produrre la polvere sono stati utilizzati gusci grezzi e di gusci trattati termicamente per 3 ore, 9 ore e 48 ore a 105 °C. Queste polveri sono state sottoposte ad analisi termogravimetrica (TGA) e alla misurazione del carbonio organico totale (TOC). In aggiunta, le polveri prodotte sono state verificate direttamente nei processi di stabilizzazione meccanica dei sedimenti, quindi sono state utilizzate nelle miscele formate da sedimento-cemento di cui nella presente nota si presentano i primi risultati in termini di contenuto d'acqua, W, e indice di consistenza, CI.

2. Il progetto GREENLIFE4SEAS

Il progetto GREENLIFE4SEAS (GREen ENgineering solutions: a new LIFE for SEdiments And Shells) è un progetto di cinque anni, guidato dal Politecnico di Bari e proposto da un consorzio di 9 partners europei del tipo a tripla elica che vede, dunque, il coinvolgimento di enti di ricerca, enti pubblici e aziende. Il progetto, che coinvolge Italia e Grecia, mira a rappresentare un benchmark europeo di gestione virtuosa di due categorie di scarti di origine marina di difficile smaltimento: i sedimenti dragati e i gusci di mitili. Il progetto nasce dalle ricerche condotte negli ultimi anni da alcune ricercatrici del gruppo di Ingegneria Geotecnica del Politecnico di Bari insieme a colleghi di ETH di Zurigo, anche nell'ambito di una borsa di dottorato di ricerca industriale finanziata dal Ministero nel programma PON RI. Gli studi hanno consentito di verificare, alla scala di laboratorio, l'efficacia di un trattamento di

stabilizzazione meccanica dei sedimenti con leganti parzialmente sostituiti da una farina di gusci di mitili preparata con una procedura prototipale senza calcinazione. La farina di gusci di mitili diventa, dunque, un additivo innovativo e sostenibile che consente di ridurre le quantità di cemento necessarie per la stabilizzazione dei sedimenti.

I prodotti di tali trattamenti, ovvero le miscele di sedimenti, cementi e farine di gusci di cozze, diventano dunque nuovi materiali che, nell'ambito del progetto GREENLIFE4SEAS verranno ulteriormente ottimizzati e trasformati in prototipi di prodotti industriali. Grazie alla collaborazione con le aziende partners del progetto prototipi di frangiflutti, pavimentazione da esterni e modelli in scala per banchine verranno realizzati e messi in opera, quali prodotti green di nuova generazione, direttamente in alcune aree dei porti di Bari e Barletta, del porto di La Spezia in Italia e del Porto del Pireo in Grecia. La messa in opera sarà garantita grazie, rispettivamente, al partenariato con le Autorità di Sistema Portuali del Mar Adriatico Meridionale e Mar Ligure Orientale e al Porto del Pireo. Gli aspetti procedurali e gestionali saranno monitorati da ISPRA a valle dell'implementazione dei risultati della ricerca che saranno condotti dai ricercatori di Geotecnica, Chimica, Idraulica e Tecnologie Ambientali del DICATECh del Politecnico di Bari, dal CNR-IRSA di Taranto e dal CNR-IRET di Pisa.

3. Materiali di base e programma sperimentale

3.1 Materiali di base

I campioni analizzati sono stati ottenuti dal trattamento di gusci di cozze *Mytilus Galloprovincialis*, Fig 1a. In particolare, le conchiglie sono state lavate, trattate termicamente in forno a 105°C per varie durate, frantumate e setacciate per ottenere una polvere caratterizzata da $D_{50} = 6,32 \mu\text{m}$ e $C_u = 2,213$. La Fig 1 c-e) mostra le polveri ottenute dai gusci trattati termicamente a 3h, 9h e 48h (MS3h, MS9h e MS48h, rispettivamente). Inoltre, è stato analizzato anche il campione di polvere ottenuto senza alcun trattamento termico dei gusci, MSR in Fig 1b. Le polveri prodotte dai gusci sottoposti ai diversi trattamenti termici mostrano una leggera variazione di colore, Fig 1. Al fine di verificare l'effetto del trattamento termico sul ruolo delle polveri prodotte usate come parziale sostituto del cemento nelle soluzioni di miglioramento meccanico dei sedimenti di dragaggio, ciascuna di esse è stata utilizzata nel confezionamento di miscele formate da sedimento-cemento-polvere in cui il rapporto tra cemento/polvere di gusci è stato mantenuto costantemente pari a 1/4. La Fig.2 mostra il sedimento utilizzato nel presente studio, Sed, il quale è stato prelevato da una vasca di colmata situata nel porto di Taranto, nell'Italia meridionale, con un contenuto iniziale di acqua del 71,08% (W_0). Esso, può essere classificato come un'argilla limosa debolmente sabbiosa (AGI 1994), con una frazione argillosa predominante, CF, del 58,5% e una frazione limosa, MF, del 40,2%. Inoltre, dalla determinazione del limite liquido ($w_L = 58\%$) e dell'indice di plasticità ($PI = 29,9\%$) il sedimento è classificabile come un'argilla ad alta plasticità (CH; secondo USCS; ASTM 2011).

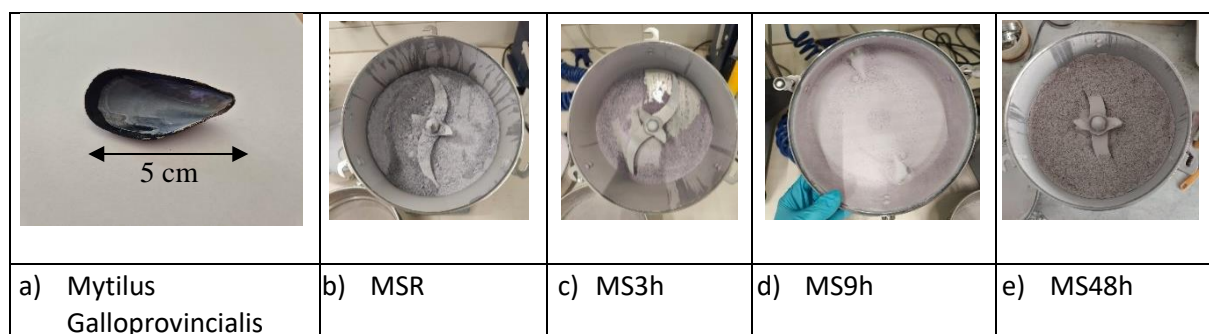


Fig. 1 a) Guscio della specie *Mytilus Galloprovincialis*, c-e) Polveri prodotte dai gusci trattati a 105° C per tempi diversi (3h, 9h e 48h ovvero MS3h, MS9h e MS48h). b) Polveri prodotte dai gusci senza alcun trattamento termico (MSR)



Fig. 2 Sedimento di dragaggio durante il prelievo e in laboratorio

3.2 Programma sperimentale

I campioni di polvere ottenuti dai trattamenti termici a 105°C 3h (MS3h), 9h (MS9h) e 48h (MS48h) sono stati sottoposti ad analisi termogravimetrica (TGA) e misurazioni del carbonio organico totale (TOC), come indicato nella Tab. 1. Inoltre, anche il campione ottenuto senza alcun trattamento termico (MSR) è stato sottoposto alla stessa caratterizzazione (Tab. 1).

Tab. 1 Polveri prodotte con riscaldamento del guscio per diversi tempi: programma sperimentale

Polvere di gusci D₅₀ = 6.32 μm; C_u = D₆₀/D₁₀ = 2.213	Temp. [°C]	Time [h]	TOC [wt.%]	TGA
Polvere di gusci naturale (MSR)	/	/	4,9	In corso
Polvere di gusci/3h (MS3h)	105	3	4,2	✓
Polvere di gusci/9h (MS9h)	105	9	4,3	✓
Polvere di gusci/48h (MS48h)	105	48	3,1	✓

In aggiunta, al fine di verificare l'efficacia della polvere di gusci al variare del tempo di trattamento termico delle conchiglie, le stesse polveri sono state usate separatamente, in parziale sostituzione del cemento, in miscele di miglioramento meccanico di Sed. In riferimento a tali miscele, nella presente nota, si presentano i primi risultati, in termini di indici di consistenza, CI, e contenuto d'acqua, W₀, per interpretare quanto riscontrato dagli esperimenti effettuati sulla stabilità termica del guscio e sul contenuto di organico totale, studiate rispettivamente attraverso le analisi TGA e le misure di TOC. Nel dettaglio, Sed è stato trattato con i) 6% di cemento Portland e 2% di polvere di conchiglie non trattate (SedP_MSR); ii) 6% di cemento Portland e 2% di polvere di conchiglie trattate a 105°C per 3 ore (SedP_MS3h); iii) 6% di cemento Portland e 2% di polvere di conchiglie trattate a 105°C per 9 ore (SedP_MS9h) e iv) cemento Portland al 6% e 2% di polvere di conchiglie trattate a 105°C per 48 ore (SedP_MS48h). Il cemento Portland (P) è il cemento ULTRACEM 52,5R, caratterizzato da una composizione chimica in cui risulta presente il 63,06% di ossido di calcio (CaO), il 3,92% di ossido di alluminio (Al₂O₃), il 4,51% di ossido di ferro (Fe₂O₃), il 18,09% di biossido di silicio (SiO₂), l'1,59% di ossido di magnesio (MgO), il 4,13% di triossido di zolfo (SO₃), e altri ossidi presenti in percentuali minori oltre che una perdita alla combustione (LOI) del 2,64%. Il tenore di leganti addizionati è stato regolato in funzione del peso secco (Ps) del sedimento, determinato in ragione del suo contenuto naturale d'acqua (W₀= 71%). Il materiale vergine è stato prima reso omogeneo attraverso l'azione di un'impastatrice meccanica per 10 minuti a media (285 RPM) velocità. Successivamente è stato aggiunto il legante e si è impastato il materiale, senza alcuna aggiunta di acqua, per altri 5 minuti a bassa velocità (140 RPM). Il materiale così trattato è stato inserito nei campionatori ed è stato lasciato maturare per 28 giorni sotto un velo di acqua di mare. La Tab. 2 mostra le prove discusse nella presente nota che

prevedono una caratterizzazione geomeccanica in termini di contenuto d'acqua e di indici di consistenza delle miscele dopo 28 giorni di maturazione.

Tab. 2 Miscela prodotta formata da sedimento trattato con cemento e polveri di gusci di mitili ottenute con diversi tempi di riscaldamento del guscio: programma sperimentale

Miscela	Trattamento del guscio		Prove geotecniche		Composizione delle miscele
	Temp. [°C]	Time [h]	W ₀ [%]	CI [-]	
SedP_MSR	/	/	✓	✓	Sed+6%P+2% di polvere da gusci grezzi
SedP_MS3h	105	3	✓	✓	Sed+6%P+2% di polvere (gusci a 150°C per 3h)
SedP_MS9h	105	9	✓	✓	Sed+6%P+2% di polvere (gusci a 105°C per 9h)
SedP_MS48h	105	48	✓	✓	Sed+6%P+2% di polvere (gusci a 105°C per 24h)

L'analisi termogravimetrica (TGA) è stata effettuata con un dispositivo STA8000 e Clarus SQ8T di Perkin Elmer. Per la misurazione sono stati utilizzati circa 40 mg di polvere di guscio e la velocità di riscaldamento è stata impostata a 10 °C/min e i dati sono stati registrati ogni secondo.

Il contenuto di carbonio organico (TOC) è stato determinato utilizzando un analizzatore di elementi (multi EA4000) di Analytik Jena e l'analisi è stata eseguita su campioni in polvere.

Infine, le misure di contenuto d'acqua svolte sul sedimento naturale e trattato sono state determinate seguendo le raccomandazioni ASTM D2216 e correggendo i valori calcolati tenendo conto della salinità contenuta nell'acqua dei pori dei sedimenti marini (Sollecito et al., 2022). In aggiunta i limiti di Atterberg sono stati determinati sull'intero materiale, seguendo una procedura diversa da quella consigliata dalle raccomandazioni ASTM D4318 in cui si prevede una preventiva setacciatura del materiale con il setaccio n. 40. Tale setacciatura, nel caso specifico, rimuove principalmente la parte organica del sedimento ovvero inficia il risultato della prova in termini di caratteri di plasticità del materiale (Roque et al. 2022; Petti et al., 2024).

4. Risultati

4.1 Analisi TGA sulla polvere di gusci di mitili

La Figura 3a,b mostra le curve di perdita di peso (TG) e della perdita differenziale di peso (DTG) dei campioni di polvere di guscio ottenuti dopo trattamenti termici a 105°C per diversi tempi di trattamento. In particolare, MS3h rappresenta il campione trattato a 105°C tre ore, MS9h per nove ore e MS48h per 48 ore. Le curve indicano che la stabilità termica della polvere di guscio rimane confrontabile. In particolare, si osserva una perdita di peso di circa 4 wt.% nell'intervallo 200-600°C, attribuibile alla iniziale decomposizione termica e all'ossidazione della materia organica (Petti et al., 2024). In questo intervallo, l'aragonite si trasforma anche in calcite. Questa transizione di fase avviene senza perdita di massa (Yoshioka & Kitano, 1985), con cambiamenti strutturali significativi all'aumentare della temperatura. La seconda perdita di peso, pari a circa il 43% in peso, si verifica nell'intervallo 600-820°C, principalmente a causa della decomposizione di calcite e aragonite in ossido di calcio (CaO) e del rilascio di CO₂. Seppur molto vicine tra loro, nella Fig 3a si nota che, come previsto, la curva di perdita di peso del campione ottenuto da conchiglie trattate a 105°C per 48 ore (curva blu in Fig. 3a) presenta la perdita di peso minore (curva più alta delle tre proposte) rispetto ai campioni trattati per 9 ore e 3 ore (ovvero MS48h rispetto a MS9h e MS3h). Ciò dimostra che il pretrattamento termico inizia a rimuovere le impurità e la materia organica superficiale dalle conchiglie, con un grado di rimozione che dipende dalla durata del trattamento.

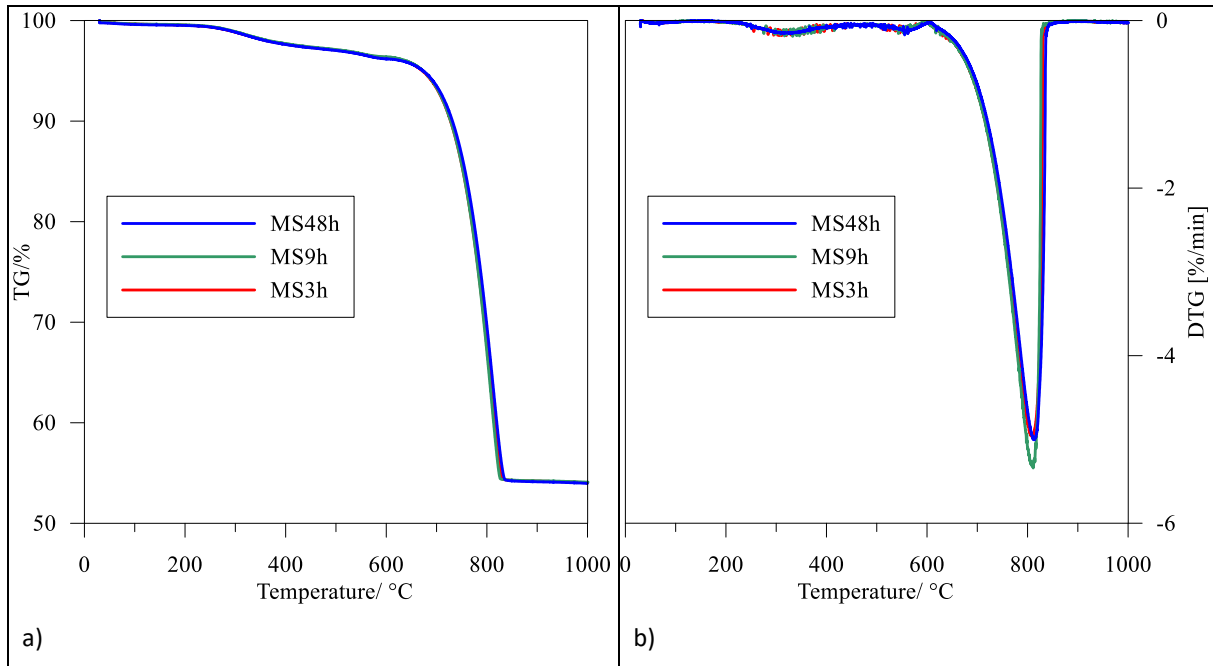


Fig. 3 Polveri prodotte con riscaldamento del guscio per diversi tempi (3h:MS3h, 9h:MS9h, 48h:MS48h e senza alcun trattamento termico: MSR): a) curve TG e b) DTG.

Tali risultati sembrerebbero in linea con i valori di TOC misurati negli stessi campioni e presentati in Tab. 1 in cui si deduce un valore di organico che si riduce nelle polveri all'aumentare del tempo di trattamento termico a cui viene sottoposto il guscio. Nel dettaglio, dai valori di TOC pari al 4.9% rappresentativi del campione di polvere ottenuto dal guscio senza alcun trattamento termico, MSR, si passa a valori del 3.1% per i campioni di polvere ottenuti dai gusci trattati termicamente a 105 °C per 48h.

3.2 Contenuti d'acqua e indici di consistenza delle miscele

Le prove geotecniche in termini di contenuto d'acqua e indice di consistenza (Tab.2) sono state svolte, dopo 28 giorni di maturazione, sulle miscele in cui Sed è stato trattato con i) 6% di cemento Portland e 2% di polvere di conchiglie non trattate (SedP_MSR); ii) 6% di cemento Portland e 2% di polvere di conchiglie trattate a 105°C per 3 ore (SedP_MS3h); iii) 6% di cemento Portland e 2% di polvere di conchiglie trattate a 105°C per 9 ore (SedP_MS9h) e iv) 6% di cemento Portland e 2% di polvere di conchiglie trattate a 105°C per 48 ore (SedP_MS48h). La Fig. 4a mostra la variazione di contenuto d'acqua, W, delle miscele dopo 28 giorni di maturazione ed è evidente una riduzione del valore all'aumentare del tempo di trattamento termico a cui sono stati sottoposti i gusci usati per la preparazione della polvere. Nel dettaglio, W varia dal valore 62% per il campione Sed_MSR, (campione in cui la polvere usata è ottenuta da gusci non trattati termicamente) al valore 58% per i campioni Sed_MS3h-9h-48h. Inoltre, coerentemente, la Fig. 4b mostra che l'indice di consistenza (CI) aumenta nelle miscele in cui la polvere è stata prodotta con gusci sottoposti a tempi più lunghi di trattamento termico. Infatti, CI assume valori pari 0,48 per il campione Sed_MSR (ovvero per il trattamento in cui la polvere è stata prodotta da gusci che non sono stati sottoposti da alcun trattamento termico) a 0,63 per le miscele Sed_MS9h e Sed_MS48h, ovvero le miscele in cui la polvere è stata ottenuta da gusci sottoposti ad un trattamento termico di 105 °C per 9 e 48h, rispettivamente. Un valore intermedio, CI= 0,54, è stato determinato per il campione Sed_MS3h, ovvero per la miscela in cui la polvere è stata ottenuta da gusci sottoposti ad un trattamento termico per 3 ore. Sembrerebbe, quindi, che il trattamento del guscio a 105 °C per 9 ore non vada ad inficiare la prestazione meccanica della miscela qui rappresentata dall'indice

di consistenza.

Tre ore di trattamento, così come l'evitare il trattamento termico del guscio, influenzano negativamente le prestazioni meccaniche delle miscele che si riducono fino al 24% in termini di indice di consistenza probabilmente a causa delle impurità e dello stato della parte organica persistente nella struttura del guscio che potrebbero danneggiare i processi di idratazione del cemento (Diab et al., 2016).

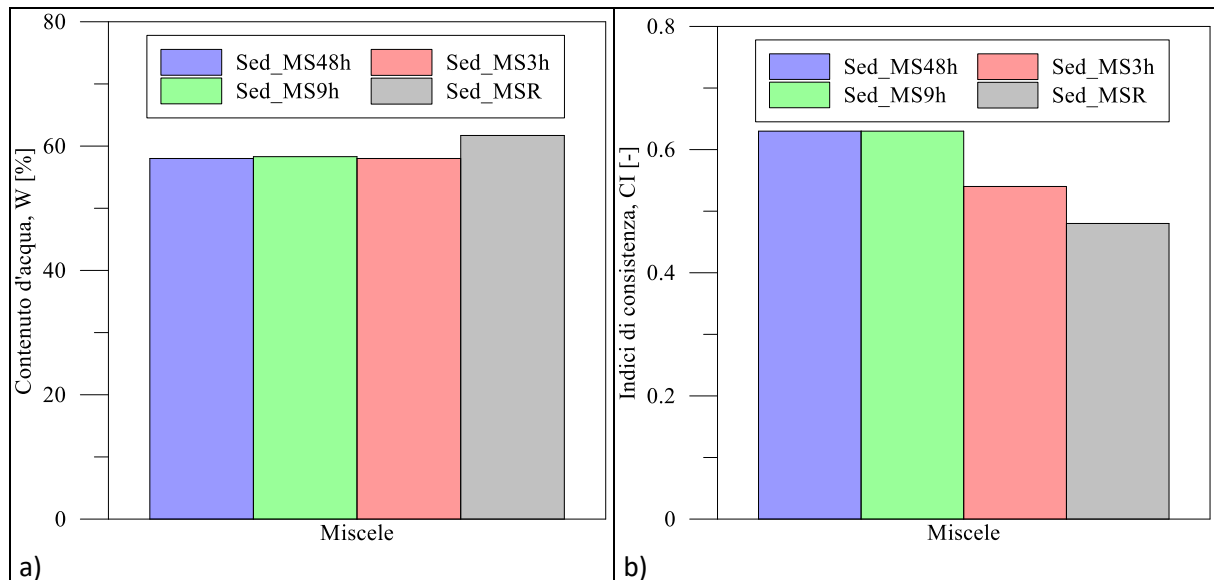


Fig. 4 Miscele prodotte formate da sedimento trattato con cemento e polveri di gusci di mitili ottenute con diversi tempi di riscaldamento del guscio: a) contenuti d'acqua, W; b) indici di consistenza, CI.

4. Conclusioni

La presente nota mostra i primi risultati inerenti ad una parte delle attività sperimentali e di ricerca di un progetto europeo quinquennale, GREENLIFE4SEAS, che mira alla realizzazione in sito di prototipi industriali quali frangiflutti, banchine portuali e masselli autobloccanti da esterno prodotti dal riuso di due scarti marini ad alto impatto, i sedimenti dragati e i gusci dei mitili. Nel dettaglio, al fine di industrializzare l'intero ciclo di produzione di tali prototipi, prodotti da miscele di sedimento e cemento in parte sostituito da una polvere ottenuta da gusci dei mitili, è nata l'esigenza di investigare la possibilità di variare la durata di trattamento termico a cui sottoporre i gusci usati per produrre la polvere. Il trattamento termico ottimale sarà quello che garantirà l'efficacia della polvere di gusci come componente sinergico con il cemento nelle miscele di trattamento meccanico dei sedimenti marini.

Nel dettaglio, sono state prodotte polveri dai gusci grezzi e di gusci trattati termicamente per 3 ore, 9 ore e 48 ore a 105 °C. Queste polveri sono state sottoposte ad analisi termogravimetrica (TGA) e alla misurazione del carbonio organico totale (TOC). I risultati delle analisi TGA hanno permesso di investigare la stabilità termica del guscio di cozza grezzo e trattato alle varie temperature indagate evidenziando una sostanziale corrispondenza tra le curve e ha indotto la ricerca ad indagare, attraverso analisi XRD, sull'evoluzione delle fasi mineralogiche di carbonato di calcio presenti nel guscio dopo gli stessi tempi di trattamento termico. Inoltre, i valori di TOC mostrano come qualsiasi trattamento termico del guscio induce ad una riduzione del contenuto di organico all'aumentare del tempo di trattamento (TOC= 4,8% per il campione di polvere ottenuta dai gusci grezzi e pari al 3,1% per il campione di polvere ottenuta dai gusci trattati termicamente per 48h a 105 °C). Questo potrebbe identificare le farine prodotte dai gusci trattati termicamente con tempi più lunghi quali le più idonee a fungere da componenti sinergiche con il cemento nelle miscele di trattamento meccanico dei sedimenti di dragaggio. Questo

viene confermato dai risultati, in termini di contenuto d'acqua e indice di consistenza relativi alle miscele formate da sedimento-cemento in cui $\frac{1}{4}$ di cemento viene sostituito da ciascuna polvere prodotta. Le miscele in cui le polveri sono state prodotte da gusci trattati a 105 °C per 9h e 48h esibiscono gli stessi valori e i più alti indici di consistenza (CI= 0,6). Inoltre, la miscela con polvere prodotta da trattamento termico del guscio a 48h mostra il minor contenuto d'acqua. Tali risultati, andrebbero associati a prove mineralogiche per poter suggerire una possibile riduzione del tempo di trattamento del guscio a nove ore.

Bibliografia

- Ballester P. et al. (2007). Use of limestone obtained from waste of the mussel cannery industry for the production of mortars. *Cement and Concrete Research*. 4, 559-564.
- Diab A.M. et al. (2016). Impact of organic carbon on hardened properties and durability of limestone cement concrete. *Construction and Building Materials*, 102: 688-698.
- Petti R. et al. (2024). Use of shells for the mechanical stabilisation of sediments: a valuable geomechanical perspective? *Géotechnique*, Published online. DOI: 10.1680/jgeot.22.00383
- Roque A.J. et al. (2021). Sustainable Environmental Geotechnics Practices for a Green Economy. *Environmental Geotechnics*, <https://doi.org/10.1680/jenge.21.00091>
- Sollecito F. et al. (2022). Effects of bio-chemo-mechanical processes on the properties of contaminated marine sediments. *Géotechnique*. 0, No. 0, 1-15, <https://doi.org/10.1680/jgeot.21.00095>
- Zamanian K. et al. (2021). Soil carbonates: The unaccounted, irrecoverable carbon source. *Geoderma*. 384, 114817.
- Yoshioka S. & Kitano Y. (1985). Transformation of aragonite to calcite through heating. *Geochemical Journal*. 19, 245-249.



ANALISI DELLO STATO DI SFORZO E DI FRATTURAZIONE IN CAVITÀ IPOGEE ETRUSCHE SCAVATE IN ROCCE VULCANICHE

Tatiana Rotonda

Sapienza Università di Roma – Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica

tatiana.rotonda@uniroma1.it

Paolo Tommasi

CNR – Istituto di Geologia Ambientale e Geoingegneria

paolo.tommasi@cnr.it

Cristina Di Salvo

CNR – Istituto di Geologia Ambientale e Geoingegneria

cristina.disalvo@cnr.it

Carlo Bardani

Libero professionista

Sommario

La nota presenta lo studio di stabilità condotto sull'ipogeo principale della necropoli etrusca Madonna dell'Olivo (VT), denominato Grotta della Regina, scavata al bordo di un versante vallivo in rocce piroclastiche molto tenere, sormontate da uno spesso banco di lava e poggianti su una formazione argilloso limosa. La prossimità dell'ipogeo alla valle e la morfologia dell'area hanno richiesto uno studio dello stato tenso-deformativo all'interno dell'ipogeo in condizioni 3D, che includesse l'interazione della camera con lo stato di sforzo indotto dall'evoluzione della valle. Nella nota sono ricostruite le fasi evolutive dello stato tenso-deformativo dalla formazione della valle allo scavo dell'ipogeo, mettendole in relazione con l'attuale stato di fratturazione visibile in sotterraneo.

1. Caso di studio e inquadramento geologico

La necropoli della Madonna dell'Olivo, poco a sud di Tuscania (VT), è una delle numerose necropoli etrusche ipogee della Tuscia scavate in rocce piroclastiche tenere; la tomba più conosciuta della necropoli è denominata Grotta della Regina (GdR). La necropoli è scavata nel plateau costituito dai prodotti del vulcano Vulsino, alla sommità del fianco ovest della valle del fiume Marta (fig. 1). Il plateau poggia su una formazione argilloso-limosa, che costituisce anche la parte inferiore, più dolce, del fianco vallivo. In particolare, le tombe sono scavate all'interno di uno sperone delimitato ad Est dal fianco della valle, e a Nord da una stretta incisione perpendicolare a tale fianco (fig. 1).

Nell'ambito di un progetto DTC Lazio sono stati eseguiti due sondaggi a carotaggio continuo (S1 ed S2, fig. 1) spinti sino al substrato argilloso, che sono stati utilizzati per realizzare la stratigrafia di dettaglio, campionare i materiali, valutare lo stato di fratturazione della lava e installare, rispettivamente, il rivestimento per un'indagine down-hole e un piezometro Casagrande. Dall'alto verso il basso sono state individuate le seguenti unità litologiche (fig. 2): a) lave (spessore 5.5 m), più fratturate, alterate e porose nella parte inferiore (3.6 m); b) una successione piroclastica, in parte in posto e in parte rimaneggiata

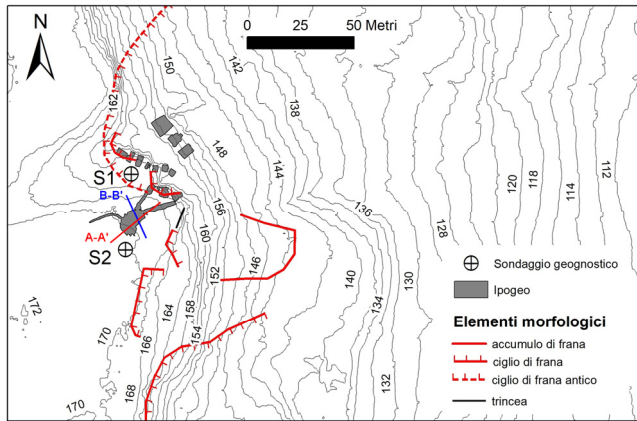


Fig. 1. Planimetria dell'area archeologica e fenomeni di dissesto rilevati da foto aerea

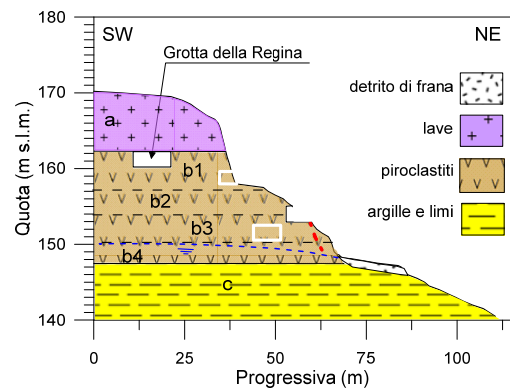


Fig. 2. Sezione geologica schematica

(spessore complessivo di circa 15 m), costituita nell'ordine da una piroclastite lapidea tenera situata al letto delle lave (b1), un banco di materiali piroclastici sciolti (b2), un potente banco di piroclastiti debolmente cementate (b3) e un potente banco di materiali sciolti più grossolani (b4); c) argille e limi molto consistenti, con una sottile fascia superficiale più sabbiosa, che si estendono sino a profondità elevate al di sotto del fiume Marta. I contatti tra le unità sono suborizzontali. La GdR è scavata interamente nell'unità piroclastica b1, mentre le tombe a quota inferiore sono scavate per lo più nel livello b3. Poco sotto il piano di calpestio di queste tombe, e quindi molto al di sotto della GdR, nel livello b4 (fig. 2) si trova la falda, sostenuta dalle argille di base.

L'analisi delle foto aeree storiche e l'esame della morfologia attuale indicano che la zona è stata interessata sin da tempi molto antichi da frane che hanno coinvolto sia il pendio in argilla che il bordo del plateau vulcanico, con profonde interazioni tra i due fenomeni (fig. 1).

2. La Grotta della Regina

L'ipogeo è costituito da una camera principale (circa 8 x 7 m) (fig. 3), che dista circa 20 m dai due fronti dello sperone, a cui si accede con una discenderia con scala (*dromos*). Dalla camera principale si dipartono, alla stessa quota, due cunicoli denominati A (diretto all'esterno) e B (interno). Sul fondo vi è un pilastro in piroclastite (P5 in fig. 3), forse residuo di un setto che si chiudeva contro la parete 5. Al momento della scoperta, il tetto della camera, costituito dalle lave, manifestava diversi crolli, malgrado fosse sostenuto da due tozze colonne di Nenfro (ignimbrite) (P1 e P2 in fig. 3), poste dopo lo scavo

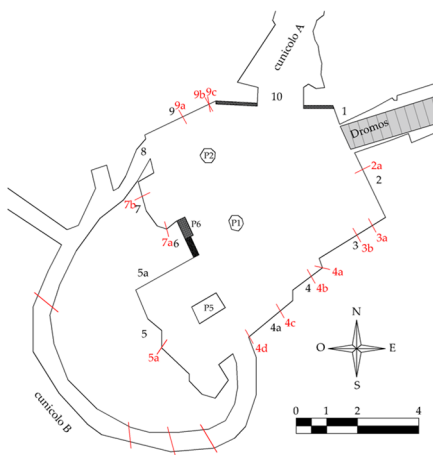


Fig. 3. Planimetria della GdR (i numeri indicano il nome della parete)

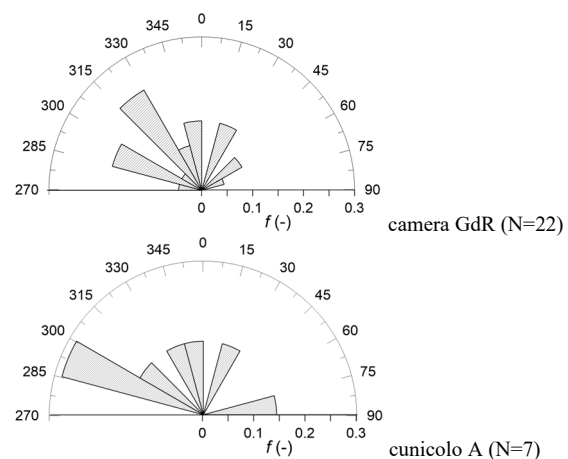


Fig. 4. Direzioni delle discontinuità nella GdR

originario. Nel 1967, a sostegno del tetto è stato realizzato un reticolo di travature metalliche che si dipartono da piastre di collegamento fissate a bulloni verticali (spaziatura media 2 m). Non essendo il progetto originario reperibile, non è nota la lunghezza dei bulloni, né se questi siano barre passive di rinforzo del tetto o ancorati con debole pretensione ad una piastra gettata poco sotto il piano campagna. I blocchi più piccoli sono sostenuti da uno strato di calcestruzzo proiettato adeso alle travature.

Nella piroclastite all'interno della GdR tutte le discontinuità sono ben spaziate e subverticali. Nella camera principale e nel cunicolo B (fig. 3) la direzione delle discontinuità ha un valore modale di 320° (fig. 4a), in accordo con le misure eseguite nelle tombe a quote inferiori (325° - 340°), ad indicare la presenza di un sistema di fratture ad una scala maggiore di quella della singola camera. Invece nel cunicolo A prevalgono le discontinuità con direzione 290° (fig. 4b), la stessa del pendio all'uscita del cunicolo, compatibile con uno stato tensionale di trazione associato all'erosione del versante. Nella camera principale, in corrispondenza delle pareti 5, 6, 7 ed 8 e del cunicolo B, è presente una zona più fratturata. Il pilastro P5 e la "lesena" ricavata sulla parete 6 (P6 in fig. 3) sono intensamente fratturati con fratture di taglio incrociate e distacchi di materiale, congruenti con elevati carichi assiali.

3. Caratterizzazione geotecnica

3.1 Lave

La parte superiore fresca, poco porosa e meno fratturata (a1), e quella inferiore alterata, più porosa, e più fratturata (a2) hanno caratteristiche meccaniche piuttosto diverse. Con la profondità l'indice di qualità RQD passa da 37 % (sottostimato per la bassa qualità del carotaggio) a 10%, valore confermato dai rilievi sugli affioramenti. Sono state eseguite prove in condizioni asciutte di compressione uniassiale con misura delle deformazioni assiali e di trazione indiretta (tab. 1). Sui provini per le prove uniassiali sono state determinate preliminarmente le velocità delle onde elastiche longitudinali e di taglio. La resistenza e la velocità delle onde elastiche delle lave inferiori sono decisamente minori di quelle delle lave soprastanti a causa della maggiore porosità ed alterazione. I dati di resistenza si collocano al limite inferiore dei diagrammi di sintesi σ_f - n e σ_t - n riportati da Verrucci et al. (2021) per lave non alterate.

Tab. 1. Parametri fisico-meccanici dei materiali dell'unità geotecnica delle lave (litotipi a1 e a2)

LITOTIPO	ρ_d (Mg/m ³)	ρ_s (Mg/m ³)	n (%)	V_P (m/s)	V_S (m/s)	σ_f (MPa)	σ_t (MPa)	E_{t50} (GPa)
Strato sup. a1	2.66	2.87	7.26	4920	2780	141	15.6	44
Strato inf. a2	2.38	2.82	15.43	3040	1700	27	5.6	-

3.2 Materiali piroclastici

Su tutti i materiali sono state eseguite prove di riconoscimento. Le caratteristiche fisiche dei diversi materiali sono riportate in tab. 2. Sui campioni indisturbati prelevati sulle pareti delle cavità ipogee (unità b1 e b3) sono state eseguite anche prove di taglio diretto e prove edometriche a carico incrementale su provini saturati. La formazione argillosa di base non è stata oggetto di prove meccaniche poiché ben caratterizzata in precedenti studi su altri siti della Toscana.

Tab. 2. Parametri fisici dei materiali piroclastici e delle argille (litotipi b1, b2 e b3)

LITOTIPO	ρ (Mg/m ³)	ρ_s (Mg/m ³)	e_0 (%)	w_n	w_L	I_P	CF	Limo (%)	Sabbia (%)
Piroclastite b1	1.536	2.611	1.177	7			7	39	54
Piroclastite b2	-	-	-	-			0	51	49
Piroclastite b3	1.634	2.486	0.837	6			6	30	64
Argilla (c)		2.667		-	72	38	50		

Poiché la piroclastite (b1) in cui è scavata la GdR non si disgrega neanche a seguito di prolungata imbibizione con azioni meccaniche manuali, è assimilabile a una roccia molto tenera. Pur se dispersi

per la disomogeneità del materiale, i dati di resistenza al taglio sul piano di Mohr hanno un andamento non lineare, ma possono essere interpolati linearmente nel campo di sforzi normali agenti nella tomba.

4. La modellazione numerica

Allo scopo di valutare le condizioni di stabilità dell'ipogeo ed, eventualmente, associare lo stato di fratturazione osservato, sono state condotte analisi numeriche tensio-deformative. La particolare stratigrafia (comune a molte zone della Toscana), la morfologia fortemente tridimensionale e i fenomeni di instabilità che caratterizzano il sito (vedi par. 1) hanno determinato condizioni geotecniche complesse. Pertanto, è stato utilizzato un codice di calcolo agli elementi finiti (FELIX, Bardani 2022) che ha consentito di tenere conto delle condizioni 3D e di realizzare un modello geotecnico e numerico in grado di cogliere gli effetti di tale complessità.

4.1 Griglie di calcolo

Gli effetti della stratigrafia geotecnica e dell'evoluzione morfologica a scala del versante sono stati studiati con una prima griglia di calcolo estesa fino alla valle del fiume Marta, di dimensione 550 x 385 x 235 m a elementi quadrangolari parabolici con lato medio di 3.5 m. Nel modello sono state distinte le tre unità principali, con contatti stratigrafici orizzontali piani: lave, piroclastiti e argille. Lo scavo e la stabilità attuale dell'ipogeo sono stati studiati con una seconda griglia di calcolo, con solo lava e piroclastite, di dimensioni 40 x 40 x 25 m (fig. 5a) ed elementi di dimensione media di 0.5 m.

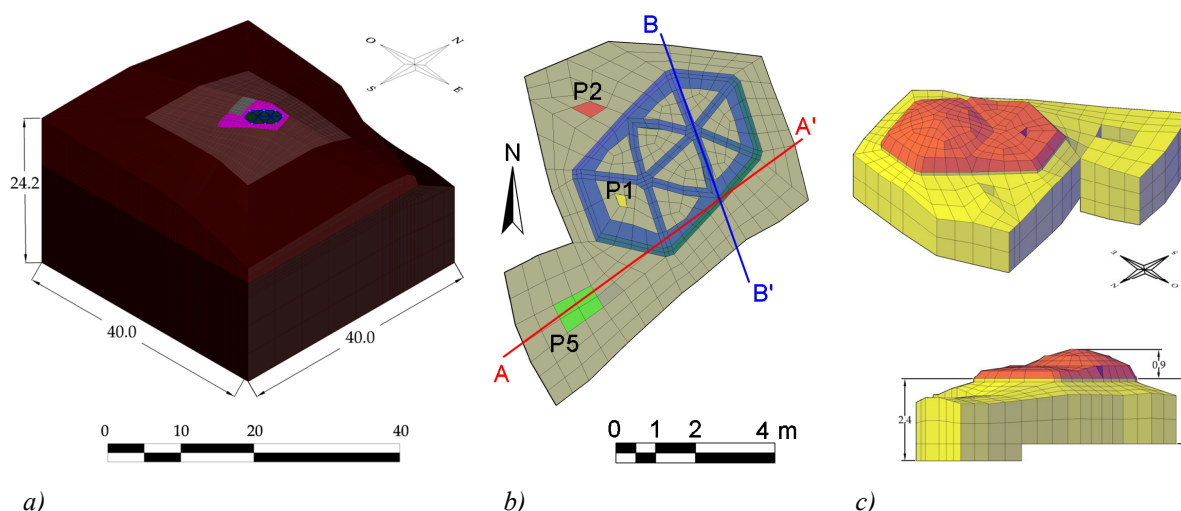


Fig 5. Vista assonometrica generale della griglia di calcolo alla scala dell'ipogeo (a). Particolare della griglia in corrispondenza della GdR in pianta (b), in assonometria (c, in alto) e in sezione (c in basso). In Fig. b) sono indicate le sezioni A-A' e B-B', rispettivamente trasversale e parallela alla valle

4.2 Modelli geotecnici dei materiali

I modelli geotecnici adottati per le diverse unità sono stati individuati a partire dalla caratterizzazione geotecnica in sito e in laboratorio e, per le argille, da dati di letteratura.

L'ammasso lavico è stato modellato con un unico materiale, con caratteristiche meccaniche corrispondenti a quelle dello strato inferiore (tetto della camera). E' stato adottato un modello di criterio di resistenza di Hoek-Brown, che ben rappresenta il comportamento della lava a bassi stati tensionali, quali sono quelli in esame, caratterizzato da un'elevata curvatura del criterio (tab. 3). Per le unità litologiche delle argille e delle piroclastiti è stato adottato il modello di resistenza di Mohr-Coulomb in condizioni *no-tension*, di cui si riportano in tab. 3 i parametri di modulo di Young e di resistenza nelle condizioni di picco e residue.

Tab. 3. Parametri di modello delle diverse unità geotecniche

Hoek-Brown	E_m (GPa)	GSI	σ_{ci} (MPa)	$\sigma_{c,p}$ (MPa)	$\sigma_{c,r}$ (MPa)
Lava	3.87	50	60.0	0.887	0.174
Mohr-Coulomb	E' (MPa)	c_p' (MPa)	φ_p' (°)	c_r' (MPa)	φ_p' (°)
Piroclastite	700	0.05	36.0	0.0	30.0
Argilla	300	0.06	26.0	0.0	13.0

Per simulare il decadimento dei parametri meccanici delle argille conseguente con lo scarico tensionale e lo sviluppo di sforzi di taglio indotti dall'evoluzione morfologica del versante, è stata applicata una riduzione delle sole caratteristiche di picco, descritta in dettaglio nel successivo par. 4.3.

4.3 Simulazione dell'erosione (fase F0) e decadimento dei parametri dell'argilla (fase F1)

Nella griglia a grande scala è stata simulata la formazione della valle (fase F0), ipotizzando un piano di campagna originario orizzontale alla quota del tetto delle lave (175.5 m slm). Successivamente è stato simulato un decadimento delle caratteristiche geotecniche del terreno argilloso, causa delle frane che hanno interessato il pendio (fase F1). Dalla fase F0 alla F1 i parametri di resistenza c_p' e φ_p' sono variati rispettivamente da 0.06 a 0.0 MPa e da 26° a 16°.

La fase F1 comporta lo sviluppo di deformazioni plastiche (fig. 6) con la formazione di una superficie di scorrimento all'interno di tutti e tre i litotipi, sino a lambire l'ipogeo. Gli elementi a tetto e a letto della GdR risultano in condizioni residue.

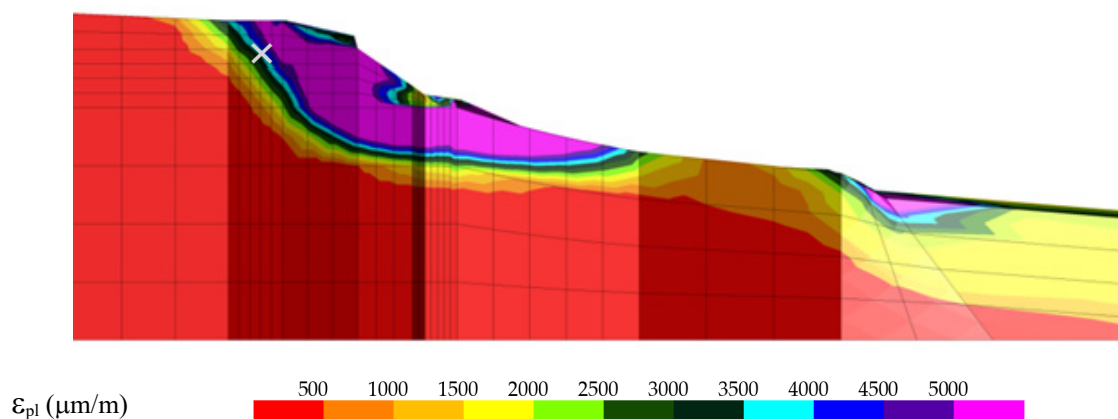


Fig 6. Deformazioni plastiche (fase F1) lungo una sezione trasversale del pendio (direzione W-E), passante per la GdR (simbolo a croce)

4.4 Simulazione dello scavo della GdR (fase GR1)

Lo stato tensio-deformativo ottenuto dalle analisi alla scala del pendio è stato applicato al modello alla scala dell'ipogeo, nel quale lo scavo della GdR (fase GR1) è stato realizzato in un solo passo di calcolo. In questa fase si è supposto che: il setto della parete 5 (zona a SW della camera) è integro, il tetto è orizzontale al contatto lava-piroclastite, le colonne P1 e P2 non sono presenti.

Le deformazioni plastiche così ottenute (fig. 7) indicano che il setto 5 risulta fin da questa prima fase in condizioni critiche, in quanto affetto quasi interamente da deformazioni plastiche (fig. 7a). Lungo le pareti laterali si osserva la formazione di bande di taglio con estensione variabile nell'ammasso circostante. Il tetto risulta scarico nella sua porzione inflessa in mezzeria. Lungo la sez. B-B' (fig. 7b) valori elevati delle deformazioni plastiche (color ciano) tendono ad allinearsi lungo quella che è la configurazione attuale della cupola successiva al crollo (spezzata in bianco). Il comportamento è quello di una piastra incastrata con appoggi cedevoli, corrispondenti ai fianchi della camera nella piroclastite.

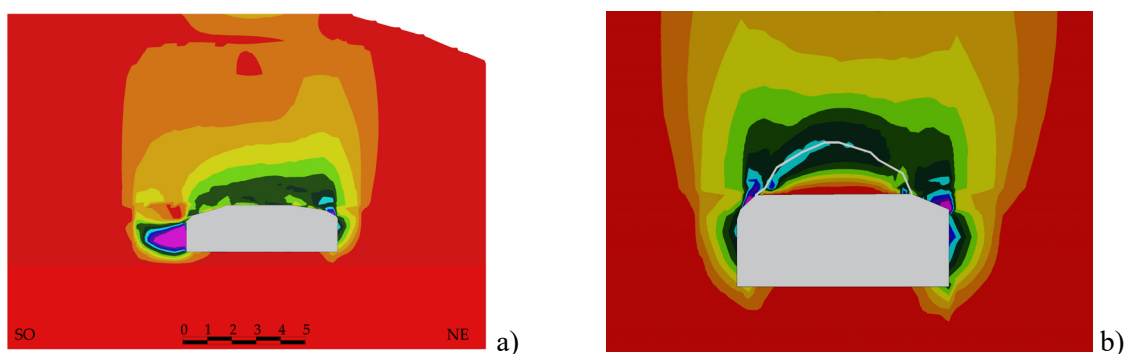


Fig 7. Deformazioni plastiche (fase GR1) lungo le sezioni A-A' (a) e B-B'(b) (tracce in fig. 5b). Scala delle linee di livello delle deformazioni in fig. 6

4.5 Simulazione del crollo del tetto (fase GR2) e di installazione del rivestimento (fase GR3)

Si è poi proceduto alla simulazione del crollo del tetto (fase GR2), rimuovendo la porzione di lava delimitata dalla spezzata bianca in fig. 7b. Gli incrementi di deformazioni plastiche tra le due fasi GR1 e GR2 (fig. 8) indicano una riduzione della severità dello sforzo dovuto a carichi gravitativi. Come atteso, la rimozione del tetto determina una configurazione statica di maggiore stabilità, tipica di una cupola. Le condizioni di deformazione più critiche si hanno in corrispondenza del setto della parete 5 (fig. 8a) e degli appoggi della volta nella piroclastite (fig. 8b). Anche in questo caso si osserva la propagazione delle bande di taglio al di sopra delle pareti della camera.

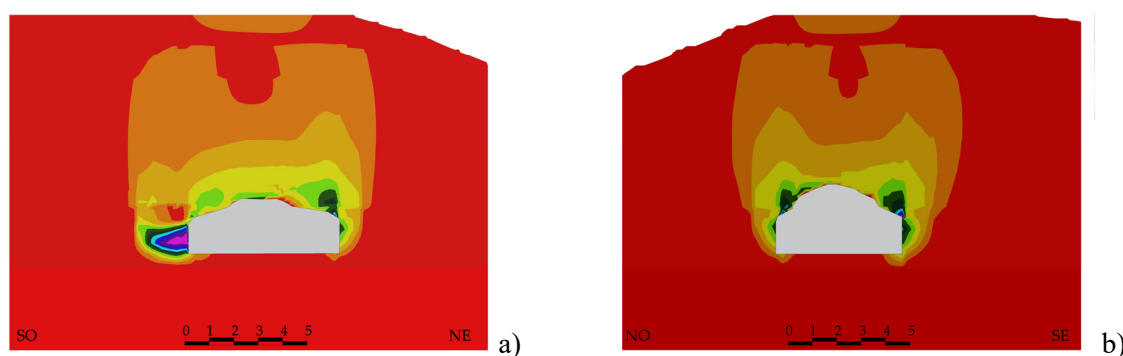


Fig 8. Incrementi di deformazioni plastiche (fase GR1-GR2) lungo le sezioni A-A' (a) e B-B'(b) (tracce in fig. 5b). Scala delle linee di livello delle deformazioni in fig. 6

Un'ulteriore fase di analisi (fase GR3) ha investigato lo stato tensio-deformativo della GdR nelle condizioni odierne, simulando il crollo parziale del setto 5 (ridotto a un pilastro, P5) e la messa in carico delle due colonne P1 e P2 e del rivestimento a tetto. La struttura di supporto del tetto è stata modellata con un sistema reticolare di travature (in blu in fig. 5b). L'allentamento della roccia associato al parziale crollo nella cavità è stato modellato riducendo l'indice di qualità GSI della lava da 50 a 45.

Le analisi hanno evidenziato (rappresentazioni non esposte nella nota) importanti incrementi di deformazioni plastiche nel pilastro P5, totalmente plasticizzato. Le colonne P1 e P2 contribuiscono allo sviluppo di deformazioni in prossimità degli appoggi a tetto e a letto.

Nel complesso le analisi preliminari condotte indicano che lo stato tensio-deformativo nella piroclastite è congruente con lo stato di fratturazione osservato e che quello nella struttura di sostegno realizzata (secondo ipotesi progettuali) garantisce la stabilità del tetto.

Bibliografia

Verrucci L., Rotonda T., Tommasi P. (2021). "Strength behaviour in monoaxial loading conditions in effusive rocks: the influence of porosity". Proc. 5th Int. Workshop on Rock Mechanics and Engineering Geology in Volcanic Fields (RMEGV2021), Fukuoka, Japan.



EXPERIMENTAL STUDY OF THE SOIL-VEGETATION-ATMOSPHERE INTERACTION: THE PISCIOLO TEST FIELD

Nico Stasi

Politecnico di Bari

nico.stasi@poliba.it

Vito Tagarelli, Francesco Cafaro, Federica Cotecchia

Politecnico di Bari

Abstract

This paper describes thoroughly the in-situ monitoring setup installed at the Pisciole hillslope in Melfi, to investigate the processes of the Soil-Vegetation-Atmosphere (SVA) interaction. The research aims to deepen the understanding of thermo-hydro-mechanical (THM) processes occurring at the soil-plant-atmosphere interface by using an extensive monitoring system with more than 40 sensors. The data logged by the sensors will allow to interpret the SVA interaction at the crop scale and inform the modelling of the impact of those THM processes on slope stability. This contribution outlines the case study location, the design, and the motivation of the monitoring setup, highlighting the importance of continuous and robust monitoring for accurate assessment and modeling of these complex interactions.

Introduction

The interaction between soil, vegetation, and the atmosphere (SVA) plays a crucial role in determining the thermo-hydro-mechanical processes occurring within the topsoil, as well as in controlling the slope stability conditions. In geotechnical engineering, understanding SVA interactions is essential for assessing landslide risk and designing effective nature-based mitigation strategies, eventually.

This research is dealing with a full-scale experiment on a natural clayey topsoil in a landslide area, where selected vegetation has been seeded (PratiArmati crop, Tagarelli & Cotecchia, 2022) next to the naturally occurring wild and sparse vegetation. The Pisciole hillslope (Cotecchia et al., 2014), in which the test site is located, is a prototype of several slopes characterized by weather-induced landslide activity within the geo-hydro-mechanical, GHM, context of the central southern to eastern Apennines. Monitoring data and numerical modeling by Pedone (2014) and Tagarelli & Cotecchia (submitted) demonstrated that fluctuations in the piezometric heads in the slopes are due to SLVA interaction, influenced by both dry and wet seasons in the Mediterranean region (Cotecchia et al., 2019) and the GHM properties of the slope. In this context, the THM constitutive properties of the soil cover play a key role in the SVA processes at the slope top boundary, affecting the stress-strain response of the slope on the SVA interaction (i.e., the SLVA interaction; Tagarelli & Cotecchia, submitted). Due to the weather action, the energy and hydraulic gradients exhibit their maximum intensity at very shallow depths, in the topsoil stratum.

At first, the diagnosis of how vegetation impacts the hydro-mechanical state of the soil cover overtime on slopes has been investigated in situ to define the conceptual SVA interaction model according to a deterministic approach (Tagarelli & Cotecchia 2022; Stasi, 2024). The selected vegetation significantly affects SVA interaction, and efficiently triggers transpiration processes in the root zone, leading to a substantial decrease in volumetric water content with depth (Stasi, 2024). Simultaneously, suction

values increase consistently throughout the year within the vegetated area, despite the root-induced increase in the saturated permeability when high Root Length Density (RLD) index values occur (Stasi, 2024).

Despite these insights, the quantitative impact of selected vegetation on these processes remains immature, particularly in the GHM context of the central southern to eastern Apennines. To improve the field monitoring system and acquire continuous monitoring of all quantities determining the SVA interaction at the scale of the soil cover, an upgrade of the previous system (Tagarelli & Cotecchia 2022) was designed and installed. This upgrade contributes to enriching a comprehensive and continuous database, which is crucial for further assessment and modeling of the SVA interaction. The new system has been installed, and new data are being collected. This ongoing research will allow the in-situ measurement of evapotranspiration fluxes under both bare and selected vegetated conditions (specifically, the PratiArmati® crop), allowing for a direct evaluation of the plant-specific crop coefficients, e.g., those used in the FAO Penman-Monteith algorithms for predicting actual ET. The aim is to eventually perform Class A predictions of ET for various vegetations and implement these predictions in slope stability analyses.

Monitoring setup: design and installation

The design of the whole monitoring system, as well as the analysis of the monitoring data, were conducted considering the basic laws determining the mass and energy balances. As a consequence, the quantification of the THM processes within the SVA interaction was achieved by measuring along the soil profile, suction, temperature, and volumetric water content both in the selected vegetation Prati Armati® and the bare area, where spontaneous vegetation (mostly sorghum) occurs. Instead, the development and implementation of a land crop surface residual energy balance (EB) method was used for calculating actual evapotranspiration (AET) (Moene, A., & Dam, J., 2014). The principle of energy conservation states that the energy hitting the surface must be equal to the energy leaving the surface within the same time period ($R_n - G_0 - \lambda ET - H = 0$). Measurements of net solar radiation (R_n), ground heat (G_0) fluxes, together with the retrieved sensible heat (H) flux may be used to determine AET, which is not directly logged, and as such it is the only unknown of the energy balance equation. The H flux is calculated by using measurements of the temperature differences between the air and the layer surface under the crop canopy and the aerodynamic resistance (r_a) to heat and water transport in the turbulent atmospheric boundary layer above the canopy (Moene, A., & Dam, J., 2014). The G_0 flux is estimated by measuring heat flux at 5 cm depth and accounting for the heat storage in the soil layer above it. The output of the developed EB procedure may be compared to using the reference ET (ET_0) and used to calculate the plant-specific crop coefficient K_{cb} .

After the design of the upgrade of the monitoring system, laboratory activities were also necessary to calibrate, program, and test the sensors prior to the field installation (Stasi, 2024). Furthermore, the choice of this sensor was also due to the willingness to have the consistency of the future monitoring data with the data already logged within the same test site and reported in Tagarelli & Cotecchia 2022, Stasi, 2024).

The monitoring setup at Pisciola hillslope involves a comprehensive and advanced network of sensors (> 40 sensors) installed along vertical profiles within both the selected vegetation Prati Armati® (V) and the bare area (B), together with a weather station (Figure 1). All sensors are connected by wires to a datalogger (Campbell Scientific, Logan, UT, USA). The datalogger was chosen based on its capacity to accommodate the large number of channels required for the simultaneous reading of all the sensors, both digital and analog signals. The sensors are divided into two groups: one directly connected to the station in the B area and the other wired via a junction box with 50-meter-long connecting cables in the V area (Figure 1). This arrangement ensures efficient data collection and management despite the number of sensors. The monitoring setup uses the datalogger to collect data from the sensors listed in Table 1.

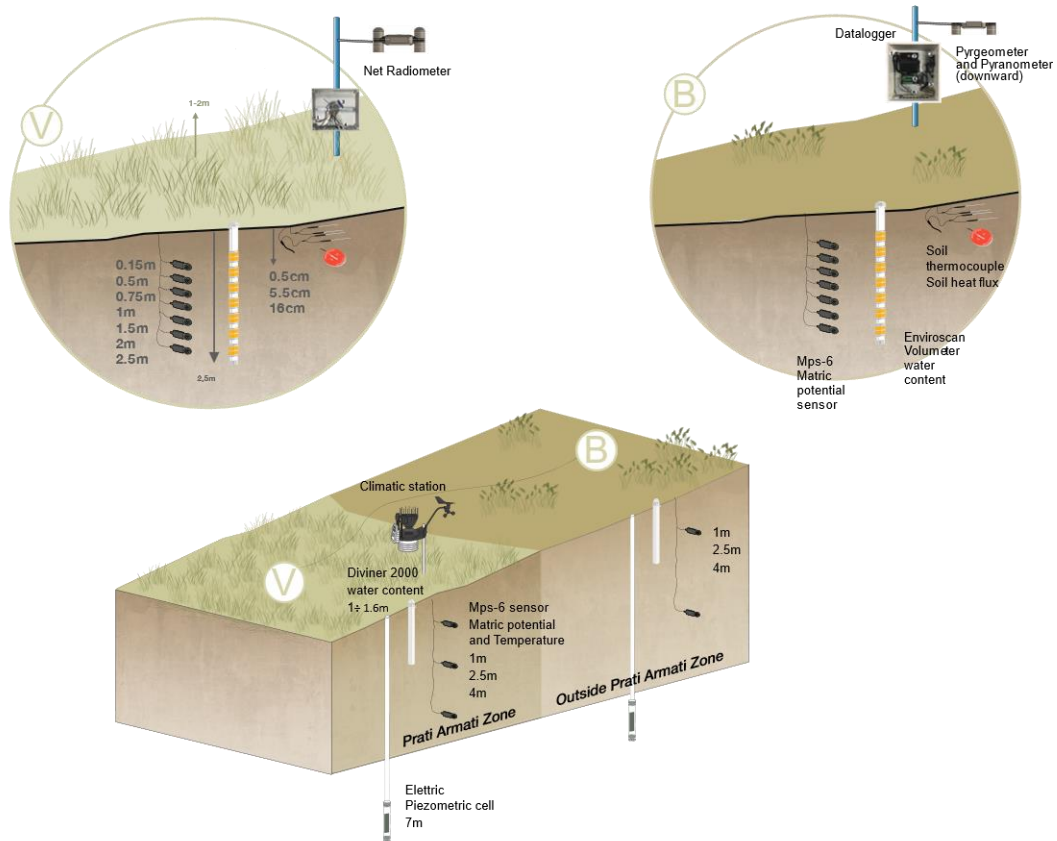


Figure 1. c) schematic view of the new monitoring set-up inside (1) and outside (2) the vegetated area. The existing monitoring has been also reported in the perspective view below.

Table 1 Number of sensors installed in the new monitoring set-up

Sensors	V area	B area	Installation depth [m]
Teros21 soil temperature and soil water potential sensors	7	7	0.15; 0.5; 0.75; 1; 1.5; 2; 2.5
EnviroScan soil volumetric water content profile probe	7	7	0.15; 0.5; 0.75; 1; 1.5; 2; 2.5
TCAV soil temperature probes (four in parallel)	1	1	0.02-0.05
HFP01SC soil heat flow measurement plates	1	1	0.06
SP-610 thermopile pyranometer (faced downward)		1	2 (a.g.l.)
thermopile pyrometer SL-610 (faced downward)		1	2 (a.g.l.)
SN-500 net radiometer	1		2 (a.g.l.)
Weather station	1		2 (a.g.l.)

The description and the installation procedure of all the sensors is described in the following. The final in-situ setup after the installation of the monitoring system is shown in Figure 2.

The Teros 21(METER Group, inc. USA) is a probe widely adopted for soil suction measurements in the field, especially when dealing with fine materials that can develop high to very high suction levels. This probe is easy to install, needs no maintenance, and has a large recording range of suction (-5 to -100000 kPa), and as such it was believed to be the right choice for in-situ measurements. The probe directly measures the dielectric permittivity of a solid matrix with a porous stone in contact with the soil. The soil matric potential, i.e., the soil suction, is then determined by utilizing the soil moisture characteristic curve of the porous stone. Such probe has been widely adopted for water potential measurements in un-

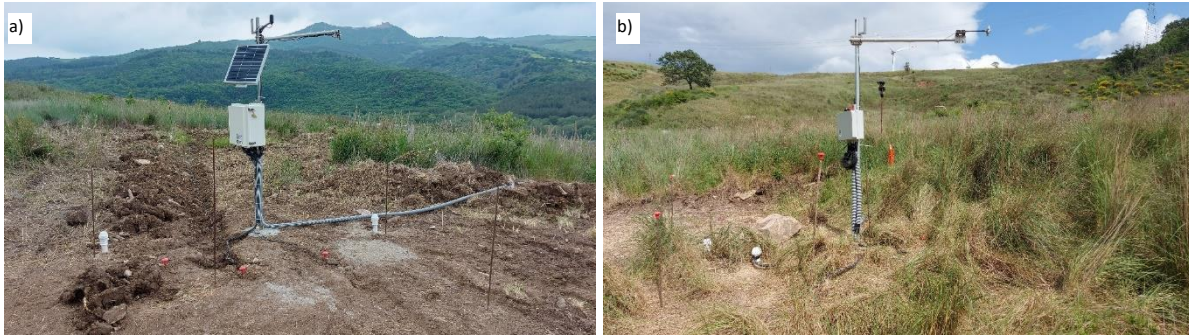


Figure 2. a) Monitored bare area (B) and b) vegetated area (V) after in-situ installation.

saturated conditions in-situ. Examples reported in literature (Cai et al., 2016; Gragnano 2017; Tagarelli & Cotecchia 2022; Oorthuis G., 2021) confirm the efficacy and reliability of suction measurements. A preparation procedure was developed to install a probe element and disturb the surrounding soil to the minimum possible extent. The method avoids damages associated with pushing the probe into the soil to the required depth, as the ceramic disc constitutes a fragile probe. Continuous core drilling was carried out with a diameter $d=101$ mm, to the last chosen depth (2.5m); Then, a small amount of soil from the hole itself was packed firmly around the entire sensor discs to ensure the soil contact. The clayey in-situ soil guarantees a higher air entry value and therefore avoids the hydraulic continuity between the soil and sensor lost. The probe was then inserted into a sample taken after coring and placed back to the designed depth. The procedure was repeated for shallower depths, in which the coring material was reinserted into the drilled core until the other installation depths were reached.

The EnviroSCAN™ sensors have been selected and installed to measure the volumetric water content (VWC) in the soil with time. In particular, the probe allows for the measurements of the VWC by means of multiple sensors which are inserted into an access tube embedded in the ground, which results in a VWC profile with depth. Each sensor (installed with others along a single probe) is composed of two electrodes that form a capacitor whose electric field intercepts a sphere of influence of soil outside the access tube. The capacitor is inserted into an inductance-capacity circuit, which includes an oscillator for measuring the resonance frequency F_{res} of the circuit. It is then possible to directly correlate the resonance frequency (F_{res}) to the water content.

One of the aims of the installation procedure is to cause minimum disturbance to the crop and soil profile. Air gaps existing between the external access tubes and the soil will impact the sensor readings. Hence, a borehole with an external diameter of 66 mm, correspondent to the diameter tube, was drilled to not oversize the hole and prevent as much as possible any preferential flow. One-third of the hole depth was filled with slurry to ensure full contact between the tube and the surrounding soil. Indeed, the tube was pushed slowly through the slurry allowing air bubbles to escape and the slurry to flow out of the hole.

To allow for the monitoring of the net radiation, the SN-500 net radiometer has been chosen (Apogee Instruments, inc., Logan, USA). The whole net radiometer is made up of four different probes: two pyranometers and two pyrgeometers that are directed both upwards and downward. To reduce the impact of dew, frost, snow, and ice on the filter and sensor head, each radiometer is heated when the temperature drops. Analog signals from each pyranometer and pyrgeometer are measured with an onboard voltmeter and converted to SDI-12 outputs, eliminating the need for multiple analogic channels that made simpler the connection with the datalogger CR1000xseries. The four components of the net radiometer consist of an upward-looking (model SP-510) and downward-looking (model SP-610) pyranometer (used to measure shortwave radiation) and an upward-looking (model SL-510) and downward-looking (model SL-610) pyrgeometer (used to measure longwave radiation). A net radiometer was installed in the V area. Whereas, two additional sensors, a pyrgeometer, and a pyranometer, have been installed in the B area downward-looking to measure the longwave and shortwave radiation. These two sensors in the B area, combined with the complete net radiometer sensor in the vegetated area, provide the net radiation in both the monitored areas since the upward-looking radiation is the same in either area.

With the aim to better investigate the energy balance at the ground surface, also the average soil temperature at the soil surface becomes crucial to calculate the heat flux at the surface of the soil as well as for the sensible heat flux. As such, within the upgrade of the monitoring system, also a set of sensors aimed at measuring the heat flux has been installed, which includes different probes. In particular, a thermocouple (TCAV, Campell Scientific), and a heat flux plate (HFP01SC, Campell Scientific), have all been used to achieve this purpose.

The TCAV probe (shown in Figure 1) is composed of four thermocouples installed in parallel to provide an average ground soil temperature within a very shallow soil layer (0-5cm). The TCAV used type E thermocouples, which consist of a chrome wire, and a constantan wire connected at a measuring junction (i.e., the end of the probes buried into soil). The HFP01SC is a self-calibrating heat flux plate sensor, specifically designed for measurements in the soil. The plate measures soil heat flux (W/m²) in the soil and handles a self-calibration procedure that corrects measurement errors caused by the thermal conductivity of the surrounding soil (which varies with the soil moisture content), due to sensor instability, and temperature dependence. The sensor composing the HFP01SC is a thermopile (i.e., a collection of thermocouples connected in series to enhance the output signal), which is a passive sensor (it does not require any power supply) that measures the temperature difference across the ceramics-plastic composite body of the plate. The heat flux is then calculated by dividing the output, a small voltage that is a linear function of this temperature difference, by the sensitivity $S_{reference}$ (provided with the HFP01SC probe on its product certificate) or the thermal conductivity of the heat flux sensor body.

The stainless-steel tubes encasing the thermocouple junctions are pressed horizontally into the soil in the undisturbed catted face of a small trench. With a knife, a horizontal cut below the surface into the undisturbed face was made to install the heat flux plate at 6cm depth. To minimize thermal conduction down the sensor wires, the wires were kept at the same level as the sensor for as long as possible.

Conclusion

The main goal of this research is to provide detailed and robust data characterizing SVA interaction. Specifically, the data are collected through extensive in-situ monitoring of a real-scale cover soil located at the Pisciollo hillslope. The logged data with reference to the in-situ test are aimed at providing a deepening of the knowledge about the THM processes occurring at the SVA interface. This research aims to verify the effectiveness of different vegetation types in reducing piezometric heads, potentially increasing slope stability. Continuous monitoring and further modeling will enhance our understanding of these complex interactions and inform future slope management strategies.

Acknowledgements

The authors are grateful for the financial support provided by MIUR PON R&I 2014-2020 program (project MITIGO, ARS01_00964).

Bibliografia

- Allen, R. G., Pereira, L. S., Raes, D., & Smith, M. (1998). Crop evapotranspiration- Guidelines for computing crop water requirements-FAO Irrigation and drainage paper 56. *Fao, Rome, 300*(9), D05109.
- Cai, G., Ahmed, M. A., Abdalla, M., & Carminati, A. (2022). Root hydraulic phenotypes impacting water uptake in drying soils. *Plant, Cell & Environment, 45*(3), 650-663.
- Cotecchia, F., Pedone, G., Bottiglieri, O., Santaloia, F., & Vitone, C. (2014). Slopeatmosphere interaction in a tectonized clayey slope: a case study. *Italian Geotechnical Journal, 1*(14), 34-61.
- Cotecchia, F., Tagarelli, V., Pedone, G., Ruggieri, G., Guglielmi, S., & Santaloia, F. (2019). Analysis of climate-driven processes in clayey slopes for early warning system design. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Geotechnical Engineering, 172*(6), 465-480.
- Gragnano, C. G. (2017). Numerical and experimental investigation into the effect of retention properties of partially saturated soil for the stability analysis of River Embankments.
- Moene, A. F., & Van Dam, J. C. (2014). *Transport in the atmosphere-vegetation-soil continuum*. Cambridge University Press.

Oorthuis, R., Vaunat, J., Hürlimann, M., Lloret, A., Moya, J., Puig-Polo, C., & Fraccica, A. (2021, April). Effect of vegetation and slope orientation on water infiltration in a monitored embankment. In *EGU General Assembly Conference Abstracts* (pp. EGU21-7599).

Pagano, L., Reder, A., & Rianna, G. (2019). Effects of vegetation on hydrological response of silty volcanic covers. *Canadian Geotechnical Journal*, 56(9), 1261- 1277.

Pedone G., Bottiglieri O., Cotecchia F.; (2013); Modellazione dei processi di filtrazione transitoria indotti dall'interazione suolo-clima-vegetazione in pendii argillosi eterogenei e tettonizzati: un caso di studio. IARG, Perugia 2013.

Stasi N., "Experimental and numerical study of Soil-Vegetation-Atmosphere interaction for the design of Nature-Based Solutions in landslide risk mitigation", PhD Thesis, University of Bari, 2024.

Tagarelli & Cotecchia, (submitted). Weather-induced landslide activity in clayey slopes: modelling for the design of site-scale early warning system.

Tagarelli, V. & Cotecchia, F., "Preliminary Field Data of Selected Deep-Rooted Vegetation Effects on the Slope-Vegetation-Atmosphere Interaction: Results from an in-Situ Test". *Rivista Italiana Di Geotecnica*, vol. 56, no. 1, pp. 62–83, January 1, 2022. doi: 10.19199/2022.1.0557-1405.062.



AN INTEGRATED GIS AND DASHBOARD APPROACH FOR SITE SCALE LANDSLIDE HAZARD ASSESSMENT

Enes Tabak^{1#}, Vitoandrea Bufano¹, Nunzio Losacco¹, Francesca Santaloia², Federica Cotecchia¹

¹*Politecnico di Bari, DICATECh, Bari, Italy*

²*Centro Nazionale delle Ricerche, IRPI, Bari, Italy*

#Corresponding author: enes.tabak@poliba.it

Abstract

Interpreting the phenomenological aspects is crucial for the initial assessment of landslide hazards at the slope scale. These aspects require a thorough understanding of landslide mechanisms and both internal and external slope factors. This task involves collecting, processing and integrating a large array of multisource, multidisciplinary data to be analysed efficiently. The challenge lies in synthesizing these diverse data sources to construct a comprehensive conceptual model of the slope, especially in complex geohydromechanical settings with significant spatial variability in soil properties. This paper presents an innovative methodological approach for landslide hazard assessment at the slope scale, combining an open-source GIS platform with a specifically developed technical dashboard for the interactive visualization and analysis of geotechnical laboratory data. The methodology is demonstrated on a pilot site in the Pianello area in Bovino, in the southeastern Apennines, an extensively studied hillslope with a highly complex geohydromechanical context, characterized by a basin of slow-moving landslides.

1. Introduction

Understanding the landslide mechanism, which involves characterising the internal and external slope factors, is necessary for diagnosing landslide processes at the slope scale (Terzaghi, 1950). Accurate characterisation of the landslide mechanism is crucial for selecting the most suitable mitigation measures and for assessing slope stability and its progression quantitatively. Cotecchia et al. (2014a) emphasised that a thorough assessment of landslide hazard at the slope scale should be consistently performed using a stage-wise methodology (SWM), transitioning from a qualitative conceptual model of the landslide mechanism to detailed numerical analyses of slope failure progression. The recommended methodology includes three successive stages: A) phenomenological interpretation; B) simplified LEM stability analyses; C) numerical modelling of landslide evolution. In Stage A, the characterisation of slope factors requires the collection and analysis of diverse and multidisciplinary data across several domains such as geology, geotechnics, geophysics, hydrology and remote sensing. This paper proposes a methodology for integrating these varied data sources into a digital platform using open-source tools for data storage, analysis, and visualisation, with the aim of supporting slope-scale landslide characterisation.

Recent advancements in digital tools have increased confidence in customisable interactivity within the geotechnical domain. The adoption of relational databases and GIS software platforms since the 1990s has greatly enhanced the storage, visualisation, and spatial correlation of data, improving the design of geotechnical systems and risk assessment activities (Batty, 1992). Historically, GIS applications in geotechnics have focused on storing and displaying static information, such as borehole logs and field

test results (Wan-Mohamad and Abdul-Ghani, 2011; Graettinger et al., 2019), as well as geo-spatial data analysis and zoning (Khan et al., 2021). For complex geotechnical projects, such as deep excavations in urban environments, Rackwitz et al. (2013) demonstrated the effective use of web-based GIS combined with interactive dashboards for monitoring data visualisation. Most GIS-based applications for landslides have concentrated on regional-scale susceptibility or hazard assessments, employing semi-quantitative, statistical, or more recently, machine learning approaches (e.g., Dikau et al., 1996; Lee and Pradhan, 2006; Ayalew et al., 2004; Psomiadis et al., 2020; Conforti and Ietto, 2021).

For assessing landslide risk at the slope scale, this study outlines a strategy for integrating multi-source, multidisciplinary data, along with models derived from interpretative analyses. The proposed methodology uses GIS for storing and interactively visualising georeferenced data, paired with a custom-designed dashboard for geotechnical laboratory data analysis. This integrated approach significantly enhances conceptual modelling, particularly Stage A of the SWM for landslide hazard assessment. By incorporating results of vulnerability studies, such as surveys on landslide-induced structural damage on buildings, the built GIS platform serves as a valuable tool for landslide risk assessment and designing mitigation measures. Furthermore, by incorporating processed quantitative information, it enables further stability analyses (stage B and stage C of the SWM).

2. Digital tools

The primary digital tools utilized in this study are an open-source GIS platform and an interactive dashboard. The GIS platform supports the creation of dynamic thematic maps, which include georeferenced information from ground investigations, field surveys, monitoring data, and interpretative models. Meanwhile, the interactive dashboard serves as an application for analysing geotechnical laboratory data. By integrating these tools, it is possible to link soil property values to specific spatial areas, thereby assisting in the development of a 3D geotechnical model of the hillslope. Fig. 1 illustrates the proposed methodology through a conceptual framework.

2.1 GIS

The GIS software employed in this study is the open-source QGIS (QGIS.org, 2024). The QGIS maps feature several layer groups that can be activated or deactivated based on specific interests. The input data layers include topography, which comprises Regional Technical Maps, orthophotos, and LiDAR surveys; borehole locations with access to relevant data such as stratigraphies, geotechnical soil profiles, monitoring instruments, in-situ tests, and undisturbed samples; geophysical tests with traces of geoelectrical or geoseismic surveys, where clicking on the traces displays the corresponding contour plots; photographs of structural damage caused by landslides to buildings and infrastructure; and InSAR data from Sentinel-1 and COSMO-SkyMed for monitoring surface subsidence. The interpretative model layers encompass geology, which includes lithological units and geological structures such as faults and folds; geomorphology, which outlines landslide bodies and other geomorphological features like scarps and fractures obtained from multi-temporal analysis of aerial photos and field walkovers; cross-sections that are displayed by clicking on corresponding traces on the map, containing information such as soil stratigraphy, geotechnical parameters, slip surfaces and their mobilised shear strength (if LEM analyses have been conducted), and piezometric levels; a geotechnical landslide damage map that features building damage photos based on location and classified damages following Palmisano's methodology (Palmisano et al. 2018); and velocity vectors derived from time histories of horizontal displacement profiles with depth using inclinometer data. Other background layers include regional maps of landslide susceptibility and national geological map sheets.

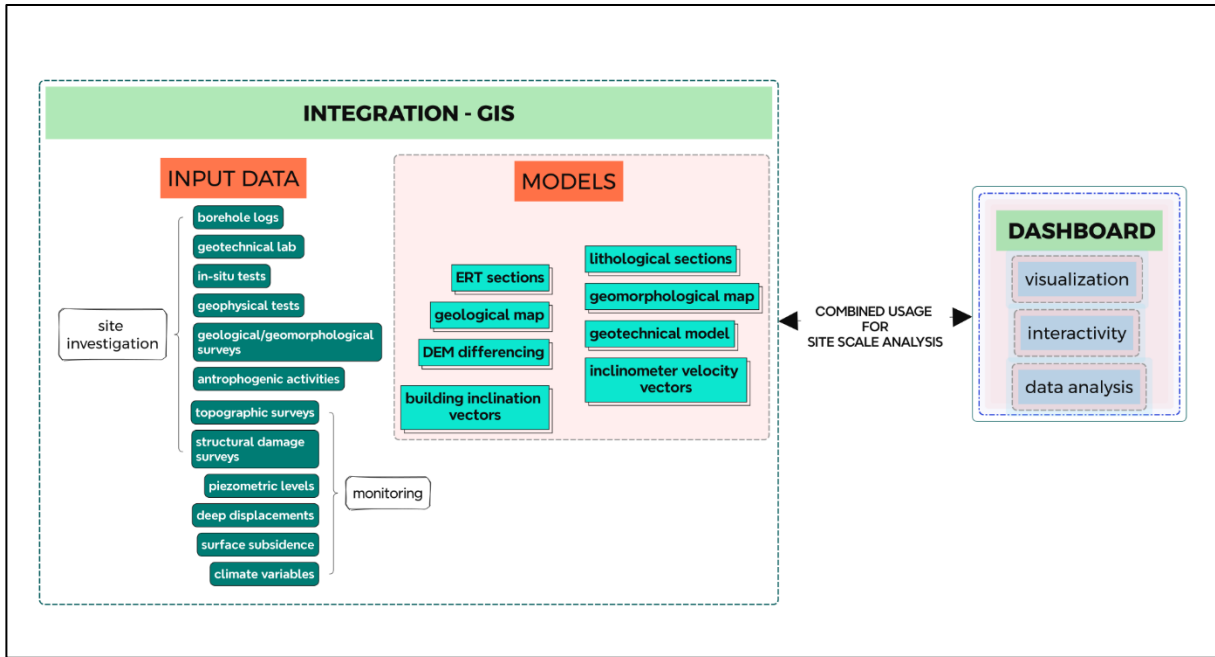


Figure 1: Conceptual framework of the proposed methodology

2.2 Interactive dashboard

The interactive data visualisation and analysis dashboard has been developed entirely in Python, employing the open-source HoloViz Panel library (Rae et al., 2024), which allows for extensive customisation (see fig. 2). Consequently, the dashboard is both open source and adaptable to specific needs. The dashboard is organised into four primary sections which are, **Expandable Component**: Positioned on the left, this section allows for filtering and configuring the plots, **Customised Plots**: Located on top row, tailored for specific investigation types (stress envelopes, permeability plot, etc.), **Static Map**: Displays the sub-region, illustrating the locations of boreholes and campaign areas, **Interconnected Profiles Section**: Features three plots, each with depth on the y-axis and a selected property on the x-axis. Additionally, interpreted friction angle values from mechanical investigations can be plotted by depth, accessible through the secondary tabs in the interconnected plots section. In the settings section, users can activate specific campaigns and boreholes, and adjust properties for the x-axis values of the interconnected profiles to facilitate depth comparison. This functionality is particularly useful for examining state and composition properties to establish spatial distribution and zoning, as well as for verifying geotechnical units. Users can also view selected zones, which are designated in the settings pane, with all associated campaigns and boreholes displayed automatically. The number of specific investigation plots can be adjusted as needed. The change between mentioned plots in customised plots section and interconnected profiles section is maintained through the use of tabs.

3. Application to a prototype case

The tools described in the previous sections were applied for the phenomenological interpretation of the landslide basin affecting the Pianello hillslope in the small town of Bovino, which serves as a prototype of slow landslide basins in structurally complex formations.

3.1 The Pianello Hillslop, Bovino

The pilot site is located at the eastern side of the Southern Apennines, specifically within the Daunia Apennines region. Here, the slopes are primarily made up of clayey turbidites (Cotecchia et al., 2014b),

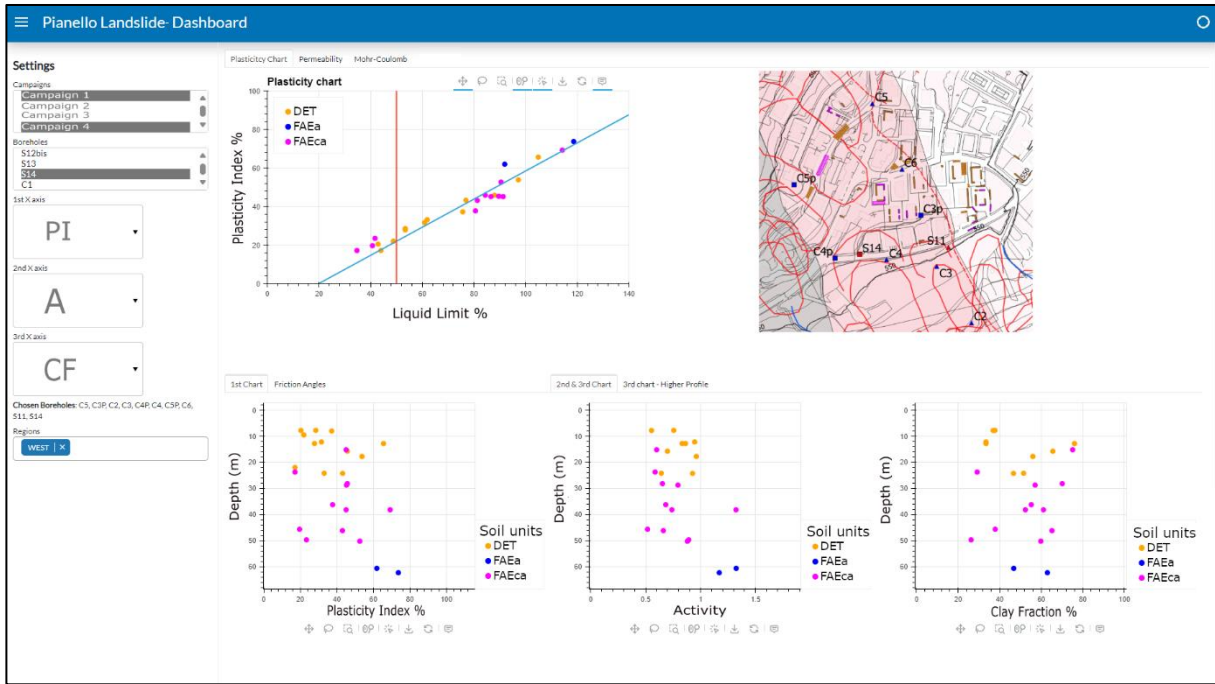


Figure 2: Dashboard interface with main sections

which are noted for their significant lithological and meso-structural heterogeneity. Due to tectonic forces from the Apennine orogeny and historical landslides, the geological formations in this area are extensively sheared, showing fissures in the fine matrix and fractures in the rocky layers that often appear as disordered inclusions within the clay (Lollino et al., 2010; Cotecchia et al., 2014c; Di Lemia et al., 2022). This, combined with the inherent weakness of the highly plastic clay matrix, results in notably low shear strength, a critical internal factor affecting slope stability. Additionally, very high piezometric levels measured even at significant depths (Cotecchia et al., 2014c) further reduce shear strength. These internal conditions, possibly exacerbated by seasonal rainfall (Cotecchia et al., 2016; Losacco et al., 2021), contribute to the presence of several slow-moving landslides of medium to deep-seated nature impacting the urban areas within the Daunia Apennines. In the historic town of Bovino, as with many other municipalities in Daunia (Zezza et al., 1994), the old town is situated on a stable rocky outcrop known as the Bovino Synthem (BOV). In contrast, the more recent urban expansion, which began in the 1970s, has occurred on an outcrop of the most clayey member of the Faeto Flysch (FAE), making it more prone to landslide activity. Consequently, although landslide activity in Bovino is classified as "extremely slow" to "very slow" (Cruden and Varnes, 1997), sudden accelerations or cumulative displacements over several decades have led to recurring structural damage to buildings and infrastructure.

Derived from the QGIS project, fig. 3 presents a geological-geomorphological map of the Pianello area. The Pianello hillslope extends southeast from the morphological saddle between Castro Mount and the old town down to the Biletra river. The region is intersected by an overthrust, approximately oriented NW-SE, which affects the FAE and has led to the formation of an anticline. The FAE is composed of alternating clay layers and rocky interlayers, including a mainly calcareous member (FAEc) and a predominantly clayey member (FAEa), separated by a transition unit (FAEca). The FAEa, which is exposed due to the erosion of the overlying FAEc, forms the core of the anticline, while the FAEc is found on the hillslope's flanks. Fig. 3 also highlights the significant landslide bodies on the Pianello hillslope: the main body A, with a depth of at least 60 m, extending from the ridge between Castro Mount and the old town to the Biletra river; a secondary, shallower body B, located on the western part of body A's head; secondary bodies 1 and 2 to the east of body A's head; and a secondary, elongated

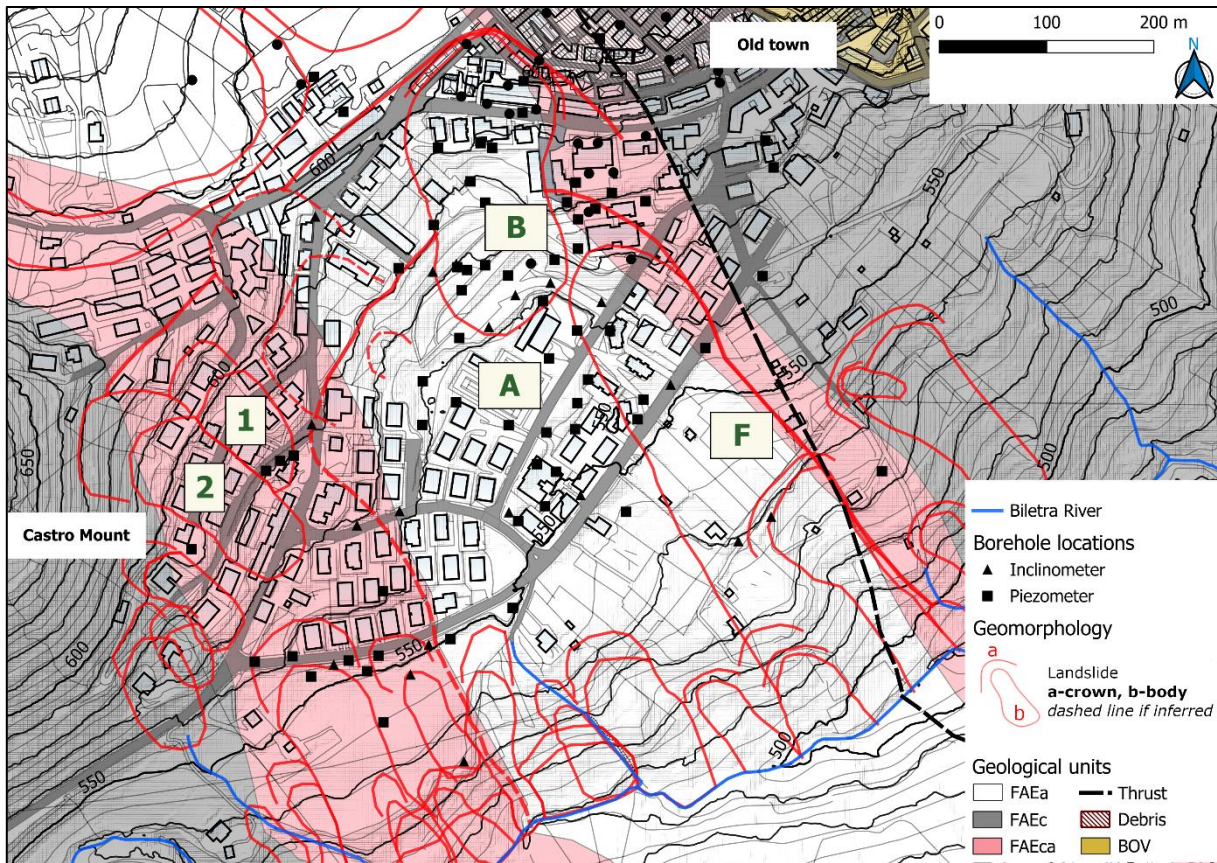


Figure 3: GIS map of the Pianello hillslope displaying topography, borehole locations, monitoring instruments, geological structures, main lithological units, and landslide bodies

body F, occupying the eastern section of body A. An unstable area, C, is identified from scarps and detachment niches. Several secondary superficial landslide bodies are present in the accumulation zone of body A, most of which extend to the Biletra.

In response to ongoing damage to structures, numerous surveys and monitoring campaigns have been conducted since the 1980s to characterise the active landslide mechanisms, develop appropriate mitigation strategies, and support research. These investigations produced a wealth of multi-source multidisciplinary data, which is complex to manage and integrate. Thus, this site serves as an ideal model for testing the proposed methodology using the digital tools. The QGIS project implementation has made data exploration straightforward. Users can access the attributes forms for each borehole and have all the relevant data for the clicked location through the attributes form. Many other information is accessible through clicking the active trace or representing symbology from any active map layer and view the corresponding embedded content such as cross sections and structural damage photos along with many other significant embedded data, including building footprints time histories of pore water pressure, horizontal displacement profiles, electric resistivity contours, summary sheets of laboratory results for undisturbed samples, results of downhole and Lefranc tests. The development of the data analysis dashboard (presented in fig. 2) has been essential for interactive visualisation, clustering, comparison, and mathematical analysis of geotechnical laboratory data, including index and physical properties together with the ability of synthesising interpreted friction angle values with those properties. The integrated usage of the QGIS project with the dashboard has been crucial for spatially correlating geomechanical data, enabling the construction of 2D sections and a 3D geotechnical model of the hillslope, complementing phenomenological interpretations, and supporting numerical analyses.

4. Concluding remarks

For the prototype case of the Pianello hillslope in Bovino, having the proposed approach facilitated easier access to and exploration of the extensive available database, expediting the development of a phenomenological model of the landslide processes. Looking ahead, the current GIS project will be enhanced to include the capability of performing LEM stability analyses on representative cross-sections, advancing to the initial quantitative stage (stage b.) of the SWM for landslide hazard assessment. The combined utilisation of the GIS and the dashboard particularly aids in describing the spatial distribution of the mechanical properties of the soils, facilitating the creation of a 3D geotechnical model of the slope.

Acknowledgements

The study presented in this article is partly supported by several projects. The “National Centre for HPC, Big Data and Quantum Computing” is part of the National Recovery and Resilience Plan of the Italian Ministry of University and Research, funded by the European Union – NextGenerationEU. Additionally, the PON project: “Programma Operativo Nazionale Ricerca e Innovazione 2014-2020” is supported by risorse FSE REACT EU, - Azione IV.4 - Dottorati di ricerca su tematiche dell’innovazione. Furthermore, there is a research agreement with the Governmental Commissary for Hydrological Risk of the Apulia Region for the “Caratterizzazione delle fenomenologie franose e della loro evoluzione nell’area ‘Pianello’ del territorio di Bovino (FG)”.

Bibliografia

- Ayalew, L., Yamagishi, H., and Ugawa, N. (2004). "Landslide susceptibility mapping using GIS-based weighted linear combination, the case in Tsugawa area of Agano River, Niigata Prefecture, Japan." *Landslides*, 1(1), 73-81. <https://doi.org/10.1007/s10346-003-0006-9>
- Batty, P. (1992). "Exploiting relational database technology in a GIS." *Computers & Geosciences*, 18(4), 453-462. [https://doi.org/10.1016/0098-3004\(92\)90075-3](https://doi.org/10.1016/0098-3004(92)90075-3)
- Rae, J., Bednar, J., Miles, A., and Savu, P. "Panel: A high-level app and dashboarding solution for Python." HoloViz. <https://panel.holoviz.org/> (accessed in 2024).
- Conforti, M., and Ietto, F. (2021). "Modeling shallow landslide susceptibility and assessment of the relative importance of predisposing factors, through a GIS-based statistical analysis." *Geosciences*, 11(8), 333. <https://doi.org/10.3390/geosciences11080333>
- Cotecchia, F., Santaloia, F., Lollino, P., Vitone, C., Pedone, G., and Bottiglieri, O. (2014a). "From a phenomenological to a geomechanical approach to landslide hazard analysis." *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 20(9), 1004-1031. <https://doi.org/10.1080/19648189.2014.968744>
- Cotecchia, F., Vitone, C., Santaloia, F., Pedone, G., and Bottiglieri, O. (2014b). "Slope instability processes in intensely fissured clays: case histories in the Southern Apennines." *Landslides*, 12(5), 877-893. <https://doi.org/10.1007/s10346-014-0516-7>
- Cotecchia, F., Pedone, G., Bottiglieri, O., Santaloia, F., and Vitone, C. (2014c). "Slope-atmosphere interaction in a tectonized clayey slope: A case study." *Rivista Italiana di Geotecnica*, 48(1), 34-61.
- Cotecchia, F., Vitone, C., Petti, R., Soriano, I., Santaloia, F., and Lollino, P. (2016). "Slow landslides in urbanised clayey slopes: An emblematic case from the south of Italy." In *Landslides and Engineered Slopes. Experience, Theory and Practice*, edited by S. Aversa, L. Cascini, L. Picarelli, C. Scavia, 691-698. London, UK: CRC Press. <https://doi.org/10.1201/9781315375007-69>
- Cruden, D., and Varnes, D. (1996). "Chapter 3—Landslide types and processes." In *Landslides: Investigation and Mitigation*, Transportation Research Board, 36-75. Washington, DC: Transportation Research Board.
- Di Lernia, A., Cotecchia, F., Elia, G., Tagarelli, V., Santaloia, F., and Palladino, G. (2022). "Assessing the influence of the hydraulic boundary conditions on clay slope stability: The Fontana Monte case study." *Engineering Geology*, 297, 106509. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2021.106509>

- Di Nocera, S., and Torre, M. (1987). "Geologia dell'area compresa tra Deliceto e Scampitella (Appennino Foggiano)." *Bollettino della Società Geologica Italiana*, 106(2), 351-364.
- Dikau, R., Cavallin, A., and Jäger, S. (1996). "Databases and GIS for landslide research in Europe." *Geomorphology*, 15(3-4), 227-239. [https://doi.org/10.1016/0169-555x\(95\)00072-d](https://doi.org/10.1016/0169-555x(95)00072-d)
- Graettinger, A. J., Davis, K. C., Smith, R. K., and Robinson, R. (2019). "GIS-based geotechnical engineering data management: A case study at the Alabama DOT." In *Geo-Congress 2019*, edited by C. L. Meehan, S. Kumar, M. A. Pando, J. T. Coe, 24-36. Reston, VA: ASCE. <https://doi.org/10.1061/9780784482162.003>
- Khan, F., Das, B., Mishra, S. R. K., and Awasthy, M. (2021). "A review on the feasibility and application of geospatial techniques in geotechnical engineering field." *Materials Today: Proceedings*, 49, 311-319. <https://doi.org/10.1016/j.matpr.2021.02.108>
- Lee, S., and Pradhan, B. (2006). "Probabilistic landslide hazards and risk mapping on Penang Island, Malaysia." *Journal of Earth System Science*, 115(6), 661-672. <https://doi.org/10.1007/s12040-006-0004-0>
- Lollino, P., Elia, G., Cotecchia, F., and Mitaritonna, G. (2010). "Analysis of landslide reactivation mechanisms in Daunia clay slopes by means of limit equilibrium and FEM methods." In *GeoFlorida 2010*, edited by D. O. Fratta, A. J. Puppala, B. Muhunthan, 3155-3164. Reston, VA: ASCE. [https://doi.org/10.1061/41095\(365\)322](https://doi.org/10.1061/41095(365)322)
- Losacco, N., Bottiglieri, O., Santaloia, F., Vitone, C., and Cotecchia, F. (2021). "The geo-hydro-mechanical properties of a turbiditic formation as internal factors of slope failure processes." *Geosciences*, 11(10), 429. <https://doi.org/10.3390/geosciences11100429>
- McKinney, W. (2010). "Data structures for statistical computing in Python." In *Python in Science Conference*, edited by S. van der Walt, J. Millman, 56-61. Austin, TX: SciPy. <https://doi.org/10.25080/Majora-92bf1922-00a>
- Palmisano, F., Vitone, C., and Cotecchia, F. (2018). "Assessment of landslide damage to buildings at the urban scale." *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 32(4), 04018055. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)cf.1943-5509.0001201](https://doi.org/10.1061/(asce)cf.1943-5509.0001201)
- Psomiadis, E., Charizopoulos, N., Efthimiou, N., Soulis, K. X., and Charalampopoulos, I. (2020). "Earth observation and GIS-based analysis for landslide susceptibility and risk assessment." *ISPRS International Journal of Geo-Information*, 9(9), 552. <https://doi.org/10.3390>



MICROSCABREZZA E ALTERAZIONE DELLE DISCONTINUITÀ IN ROCCIA

Margherita Zimbardo

Università Telematica Pegaso, Dipartimento di Ingegneria e Informatica

margherita.zimbardo@unipegaso.it

Anna Scotto di Santolo

Università Telematica Pegaso, Dipartimento di Ingegneria e Informatica

anna.scottodisantolo@unipegaso.it

Sommario

Nella presente nota sono riportati i risultati di una sperimentazione finalizzata all'analisi delle asperità presenti sulle discontinuità e della loro influenza sulla resistenza a taglio. Le discontinuità sono state create artificialmente con sega diamantata, successivamente lappate e sottoposte in laboratorio a cicli di alterazione accelerata, utilizzando un'apparecchiatura appositamente realizzata allo scopo. L'entità della microscabrezza di ciascun campione è stata valutata utilizzando diversi strumenti di misura: microscopio ottico, scanner laser e rugosimetro. La sperimentazione ha riguardato in modo particolare l'analisi delle asperità presenti sulle superfici e le loro modifiche con il procedere del processo di alterazione indotto. Su ogni coppia di campioni con superfici costituite da materiale intatto, successivamente alterato, sono state eseguite prove di ribaltamento (Tilt Test). I risultati sperimentali evidenziano l'insorgere di una marcata anisotropia nella resistenza a taglio del materiale. La resistenza d'attrito di primo distacco lungo le discontinuità appare influenzata dal carico applicato sulla superficie della discontinuità, dalla microscabrezza della superficie, dall'ampiezza e dall'inclinazione delle microasperità e dalla direzione dello spostamento imposto.

1. Introduzione

L'angolo d'attrito radente di primo distacco è un parametro fondamentale per la valutazione della resistenza a taglio delle discontinuità in roccia. Nella letteratura tecnico-scientifica vengono distinti due valori, l'angolo d'attrito base ϕ_b e l'angolo di attrito residuo ϕ_r . Il primo si riferisce a discontinuità non alterate, mentre l'angolo di attrito residuo ϕ_r è relativo a superfici di discontinuità alterate da processi geologici, chimici o fisici. Entrambi i parametri (ϕ_b e ϕ_r) devono essere determinati tramite prove su discontinuità artificiali, create con sega diamantata ed imponendo spostamenti elevati o, più semplicemente, con prove di ribaltamento note come Tilt Test (Scotto di Santolo et al., 2015; Alejano et al., 2018). In letteratura il valore ϕ_b per dato litotipo viene ritenuto una costante in accordo con le teorie classiche sull'attrito radente (Patton, 1966, Barton 1977). Patton e Barton, nel definire le relazioni per descrivere la resistenza a taglio delle discontinuità includono questo parametro.

Patton ha sottolineato l'importanza dell'inclinazione delle asperità delle superfici mediante la misurazione dell'angolo medio, i , rilevabile dai profili di scabrezza dei piani di stratificazione presenti in ammassi di rocce calcaree. Per stimare la resistenza al taglio di tali rocce, Patton ha proposto la relazione:

$$\tau = \sigma' (tg\phi_r + i^\circ)$$

Secondo Barton la resistenza al taglio di una discontinuità scabra dipenderebbe dal parametro JRC che quantifica la scabrezza della discontinuità, dalla resistenza a compressione semplice della discontinuità (JCS) e dall'angolo di attrito radente denominato dall'autore angolo d'attrito base φ_b :

$$\tau = \sigma \times \operatorname{tg} \left(JRC \lg_{10} \frac{JCS}{\sigma} + \varphi_b \right)$$

Gli angoli φ_b e φ_r , introdotti da Barton (1971) e Barton & Choubey (1977), e ripresi da Barton & Bandis (1982), sarebbero dipendenti dal tipo litologico e dai processi di alterazione superficiale della roccia costituente la discontinuità e propongono la seguente relazione:

$$\varphi_r = (\varphi_b - 20^\circ) + 20 \frac{r}{R}$$

dove r è la misura del rimbalzo del martello di Schmidt sulla parete del giunto alterato e R la misura del rimbalzo nel caso di giunto non alterato. Secondo gli Autori l'attrito radente di primo distacco, φ_r , relativo alle discontinuità alterate si riduce, quindi, in presenza di alterazione e dipende, inoltre, dalla tensione normale σ_n applicata al piano delle discontinuità. Questo aspetto è trattato nella letteratura relativa agli studi sull'attrito e appartenenti alla disciplina denominata tribologia (D'Agostino, 1988) che si occupa dei problemi connessi all'attrito relativamente all'accoppiamento fra superfici metalliche (Kalpakjian et al., 2009) e in studi e ricerche nel campo della Meccanica delle Rocce (Grasselli, 2006, Tatone, 2012).

Al fine di approfondire l'influenza della microscabrezza delle discontinuità sulla determinazione dell'angolo di attrito di base, il presente lavoro riporta i risultati di una campagna di indagine sperimentale in laboratorio sul litotipo carbonatico - Marmo di Carrara. Nel seguito si presentano i primi risultati in funzione di: a) cicli di alterazione b) direzione dello scorrimento imposto c) carico applicato.

2. Materiali e Metodi

La sperimentazione è stata effettuata sul litotipo carbonatico - Marmo di Carrara. Con sega circolare diamantata sono stati ricavati due campioni prismatici, di dimensioni pari a circa 110x66 mm e di spessore pari a circa 20 mm, che costituiscono le discontinuità piane create artificialmente. La superficie delle discontinuità di ogni campione da sottoporre al Tilt Test è stata quindi lappata con carta abrasiva con densità dei grani "800" fino ad ottenere una superficie liscia. Sulle coppie di campioni, C1 e C2, dopo la lappatura, sono state eseguite 5 prove Tilt per ogni direzione di scivolamento, due longitudinali e due trasversali, per un totale di 20 prove per ciascun accoppiamento dei campioni (Tab.1). L'apparecchiatura per il Tilt Test è composta da una struttura con un piano di appoggio orizzontale (330 x160 mm) fissato tramite cerniere ad un secondo piano di appoggio (300x140 mm) la cui inclinazione può essere modificata. Durante il test, si posiziona la coppia di provini sul piano inclinato, appoggiata a una sponda. Ruotando una vite, lunga 300 mm e che attraversa il primo piano, si modifica l'angolo di inclinazione del piano fino a raggiungere l'angolo Tilt α , angolo di attrito di primo distacco, in corrispondenza del quale la resistenza a taglio all'interfaccia fra i due campioni è completamente mobilitata e si raggiunge la condizione di moto incipiente. Per misurare con precisione l'angolo di inclinazione α , si utilizza un clinometro posizionato direttamente sul piano inclinato. Si evitano così errori sistematici di lettura che potrebbero derivare, ad esempio, da un piano di appoggio non perfettamente orizzontale.

La valutazione dell'angolo di Tilt α è stata effettuata variando la tensione normale applicata, tramite dei pesi, variabili da un valore minimo di poche decine di grammi ad un massimo di 6750 g, posti sopra ogni discontinuità. Durante la sperimentazione, sono state apportate modifiche allo strumento di Tilt Test, per ridurre le vibrazioni, causate dall'attrito tra la vite e il piano inclinabile.

Dopo un primo ciclo di tilt test, i provini sono stati sottoposti a processi di alterazione facendo scorrere

acqua arricchita di anidride carbonica sulle superfici e provocando in questo modo corrosione e ablazione del materiale dalle superfici. Successivamente, è stata misurata la microscabrezza delle superfici e i provini sono stati sottoposti a un nuovo ciclo di tilt test.

Sono stati eseguiti rilievi sistematici delle asperità ed è stata registrata la variazione morfologica delle superfici con il procedere del processo di alterazione. La microscabrezza di ciascun campione è stata valutata con due strumenti di misura: uno scanner laser 3D Konica Minolta e un rugosimetro tradizionale Alfa Rt-20.

Per il rilievo con lo scanner laser, che ha una precisione di un centesimo di millimetro, ogni campione è stato posto su un piatto rotante. La distanza di scansione è stata di circa 80 cm e l'angolo di rotazione è stato fissato a 90°. L'indagine delle superfici è stata approfondita eseguendo misurazioni della scabrezza utilizzando il rugosimetro Alfa Rt-20. Questo strumento, composto da un'unità elettronica e un traslatore miniaturizzato, muove un tastatore induttivo che rileva i valori di rugosità media aritmetica (Ra) con una risoluzione centesimale. Il campo di misura per Ra varia da 0 a 10 µm. La rugosità delle superfici è stata misurata, per estensioni pari a 4 mm, in 24 punti per ogni campione, sia in direzione longitudinale che trasversale, determinando le ampiezze massime delle asperità. Variando la direzione e il verso di avanzamento del traslatore si sono registrati differenti valori delle ampiezza delle asperità. Queste differenze, variabili tra 0.1 e 0.01 µm, nella micro-rugosità delle superfici dipendono dalle operazioni di taglio e levigatura iniziali e, successivamente, dall'intensità del processo di alterazione. L'analisi con rugosimetro e scanner laser è stata ripetuta su ciascuna coppia di superfici alla fine di ogni ciclo di alterazione. In Tab. 1. si riporta il programma delle prove.

Litotipo	n° cicli alterazione	n° rilievi scanner laser	n° misure rugosimetro	n° Tilt Test	
				C1 su C2	C2 su C1
Marmo di Carrara	2	4	384	20	20

Tab. 1 Programma prove Marmo di Carrara

3. Risultati e discussione

Le misurazioni effettuate prima e dopo le fasi di alterazione hanno permesso di confrontare l'angolo di attrito di base dei campioni con superficie idealmente liscia con quello dei campioni alterati.

Il rilievo con lo scanner laser è stato fondamentale per valutare la planarità delle superfici e gli effetti del dilavamento (Fig.1). I profili ottenuti mostrano che il contatto tra le superfici avviene in aree di estensione limitata comprese tra 1 e 10 millesimi dell'intera superficie anche per i campioni lisci. Nelle prove successive il rilievo con il laser consentirà la valutazione quantitativa e puntuale delle aree di contatto tra le superfici e della perdita di materiale.

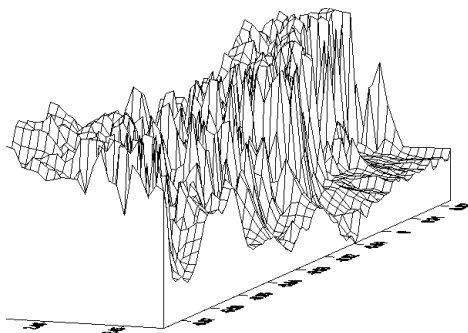


Fig. 1 Profilo tridimensionali della scabrezza (elaborazione dei dati acquisiti con il laser Konica Minolta).

Sovrapponendo, infatti, le superfici rilevate all'inizio della sperimentazione e alla fine del secondo processo di alterazione è possibile visualizzare e misurare le microscopiche modifiche sulle superfici delle discontinuità, principalmente dovute all'asportazione di materiale causata dall'alterazione indotta.

Le misure di scabrezza eseguite con il rugosimetro hanno evidenziato un elevato aumento dell'ampiezza delle asperità dopo il processo di alterazione indotto. Nella Fig. 2 si riportano ad esempio i valori di ampiezza misurati dopo la prima e la seconda fase di alterazione, lungo la direzione trasversale del campione C2. In alcuni punti non è stato possibile registrare il valore di Ra perché le micro-asperità, misurate nella seconda fase di alterazione, hanno presentato valori di ampiezza superiore al fondo scala dello strumento (10 micron)

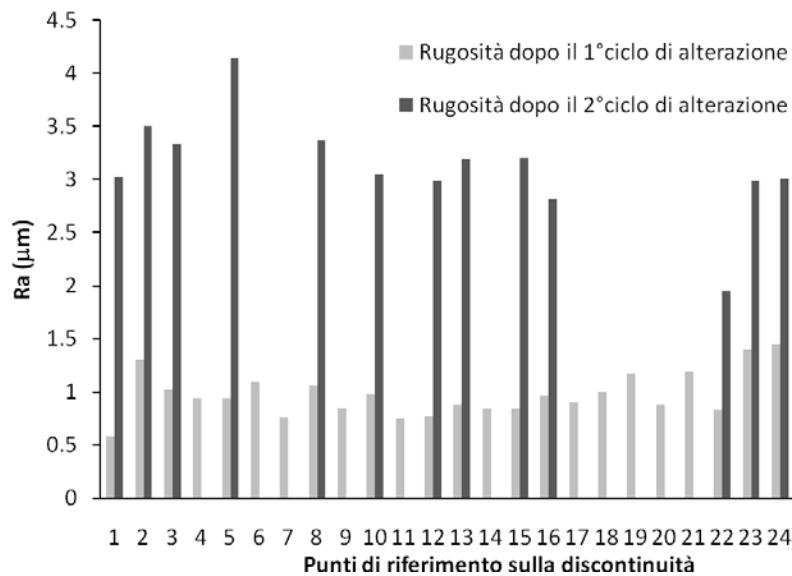


Fig. 2 Misure rugosimetro

In Fig.3 si riportano i risultati delle prove Tilt eseguite sulle discontinuità lisce e dopo i cicli di alterazione.

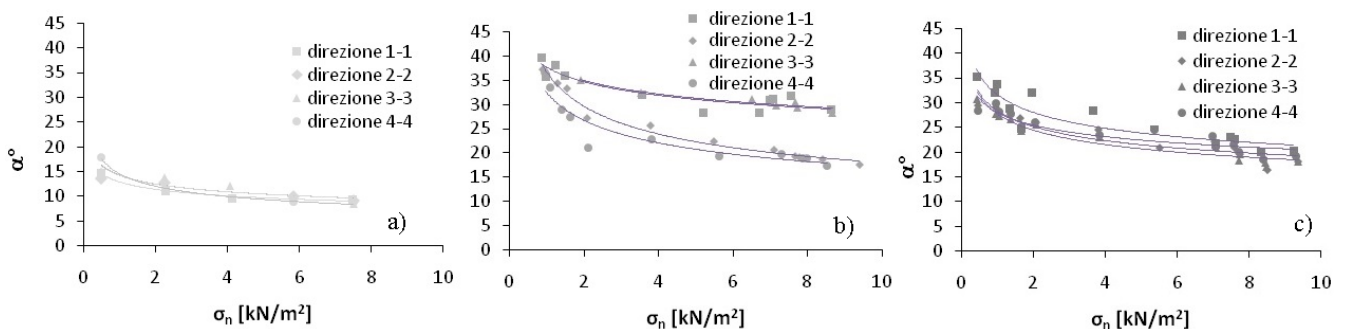


Fig.3 Risultati dei Tilt test su discontinuità: a) lisce b) dopo il primo ciclo di alterazione c) dopo il secondo ciclo di alterazione

Le prove effettuate dopo la prima fase di alterazione evidenziano un notevole aumento dell'angolo di Tilt α° . Tuttavia, gli angoli di Tilt misurati dopo il secondo ciclo di alterazione, sebbene ancora superiori a quelli delle superfici levigate, risultano inferiori rispetto a quelli rilevati dopo il primo ciclo, con riduzioni di circa 10° soprattutto per i carichi più bassi. I risultati indicano la dipendenza

dell'angolo α dalla tensione normale, dalla direzione e dal verso di scivolamento.

Riportando i risultati delle prove Tilt in diagrammi σ - τ_n (Fig.4) ($\alpha=\arctg(\sigma/\tau)$) si ottengono involucri di resistenza a taglio curvilinei, che possono essere interpolati con curve di potenza di equazione:

$$\tau = a\sigma^b$$

Si osserva, a parità di direzione di scorrimento imposto, un incremento di resistenza passando dalla discontinuità liscia a quella sottoposta ad un primo ciclo di alterazione e un successivo decremento di resistenza per la discontinuità sottoposta ad un ulteriore ciclo di alterazione.

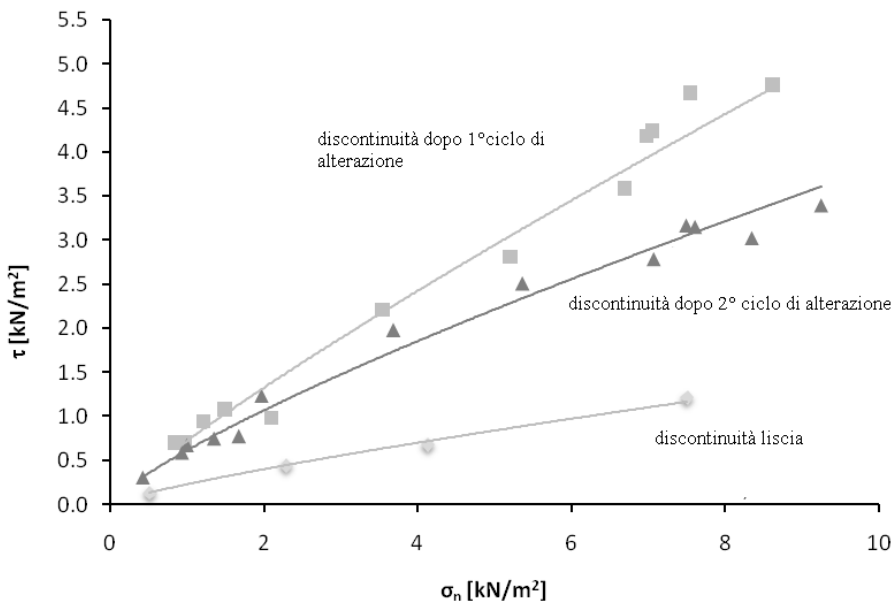


Fig. 4 C1 su C2 direzione di scivolamento longitudinale: diagramma τ - σ_n

Ne deriva quindi che le asperità, di ampiezza maggiore rispetto a quelle misurate dopo il primo ciclo di alterazione, presentino una resistenza complessivamente inferiore. Queste asperità vengono coinvolte già all'applicazione del carico normale, subendo processi di deformazione plastica o, più probabilmente, fenomeni di frantumazione. Ciò porta a una riduzione delle ampiezze delle asperità operative durante il processo di scivolamento, con frammenti microscopici di materiale che si interpongono tra le superfici, tendendo a modificare l'attrito radente in attrito per rotolamento.

4. Conclusioni

La sperimentazione condotta su discontinuità lisce e su discontinuità sottoposte a più cicli di alterazione ha evidenziato come il carico, la direzione dello scorrimento e il grado di alterazione influenzino l'angolo di attrito di base ϕ_b . I risultati mostrano che l'angolo di tilt, α , diminuisce con l'incremento della tensione normale, σ_n , applicata al piano della discontinuità. Sebbene i cicli di alterazione accentuino tale relazione, l'effetto della diminuzione dell'angolo di tilt, all'aumentare della tensione normale, si riduce all'avanzare del processo di alterazione (Fig.3).

Si è constatato che con i processi di alterazione si incrementa la scabrezza delle superfici e si creano delle microasperità di ampiezza e inclinazione variabili con la direzione. Pertanto la resistenza allo

scorrimento disponibile varia a seconda della direzione di taglio imposta, soprattutto per le superfici di discontinuità più alterate.

Le osservazioni con strumentazione laser hanno, inoltre, consentito di valutare gli effetti dell'alterazione sulle superfici di discontinuità e di definire, quindi, il ruolo della microscabrezza nei confronti dei valori dell'attrito base. I risultati delle prove mostrano per le discontinuità alterate, un incremento dell'angolo di tilt, evidenziando il comportamento anisotropo del materiale e la limitazione nel considerare costante l'angolo di attrito di base nelle applicazioni pratiche.

Bibliografia

- Alejano L, Muralha J, Ulusay R, Li C, et al (2018). "ISRM Suggested Method for Determining the Basic Friction Angle of Planar Rock Surfaces by Means of Tilt Tests". *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 51
- Amontons G. (1732). De la résistance causée dans les machines .Mémoires de l'Académie Royale A, 19/12/1699, in Histoire de l'Académie Royale des Sciences, 206-227.
- Barton N R, Bandis S C. (1982). "Effects of block-size on the shear behaviour of jointed rock", Symposium on Rock Mechanics, Berkley, California, 739-760.
- D'Agostino V. (1988). Fondamenti di Tribologia volume I, CUEM.
- Grasselli G. (2006). "Manuel Rocha Medal Recipient. Shear strength of rock joints based on quantified surface description, *Rock Mech. Rock Engng*, 39 (4), 295-314.
- Nocilla N, Ercoli L. (1996). "Resistenza al taglio di discontinuità dilatanti in laboratorio e comportamento in sito". Gruppo Nazionale di Coordinamento per gli Studi di Ingegneria Geotecnica.
- Patton F.D., (1966). Multiple modes of shear failure in rock. – In International Society for Rock Mechanics, 509-513. Lisbon, Portugal.
- Re F, Scavia C. (1999). "Determination of contact areas in rock joints by X-ray computer tomography". *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 36, 883-890.
- Scotto di Santolo A, Ciardulli F, Silvestri F. (2015). "Triaxial and shear box tests on a pyroclastic soft rock". *Volcanic Rocks and Soils*, 151-158
- Tatone B, Grasselli G. (2012). "Quantitative Measurements of Fracture Aperture and Directional Roughness from Rock Cores". *Rock Mechanics and Rock Engineering* 45, 1-11.



CARATTERIZZAZIONE TERMO-IDRO-MECCANICA DI COLTRIE DEPOSITI PROFONDI DELL'APPENNINO MERIDIONALE

Marialetizia Zizzi

Università degli Studi di Bari – Politecnico di Bari

marialetizia.zizzi@uniba.it

Vito Tagarelli, Nico Stasi, Gaetano Elia, Osvaldo Bottiglieri, Federica Cotecchia

Politecnico di Bari

vito.tagarelli@poliba.it; nico.stasi@poliba.it; gaetano.elia@poliba.it; osvaldo.bottiglieri@poliba.it;

federica.cotecchia@poliba.it

Sommario

Il monitoraggio in continuo dei profili di temperatura, associato alla determinazione delle proprietà indice e dei parametri geotecnici dei terreni con la profondità, può fornire una comprensione accurata della disponibilità di energia termica nel sottosuolo. La nota descrive la procedura metodologica per la realizzazione di tali profili e, in particolare, per l'installazione di catene termometriche (CS225) per la misura della temperatura in tempo reale del terreno indisturbato a diverse profondità, con riferimento a un sito pilota dell'Appennino Meridionale. Lo sviluppo dell'attività di ricerca prevede l'esecuzione di prove di laboratorio non convenzionali per la stima delle proprietà termiche dei terreni in condizioni di parziale saturazione e confinamento controllato.

1. Introduzione

La caratterizzazione di profili termo-idro-meccanici del sottosuolo richiede l'acquisizione di dati geotecnici e termici dei materiali coinvolti, ottenuti mediante indagini in situ e di laboratorio. Le principali attività utili al suddetto obiettivo comprendono la realizzazione di sondaggi geotecnici per determinare le successioni litostratigrafiche, il prelievo di campioni indisturbati e la realizzazione di prove di caratterizzazione meccanica, termica e idraulica su tali campioni.

Con riferimento alle proprietà termiche dei terreni, l'acquisizione in situ di dati relativi alla temperatura del terreno con la profondità è essenziale in diversi campi scientifici e applicativi, come nell'ingegneria geotecnica, nell'idrologia, ma anche nelle scienze ambientali e nell'agricoltura. Il meccanismo di trasferimento del calore dominante nei geomateriali, nella maggior parte delle applicazioni geotermiche a bassa entalpia, è rappresentato dalla conduzione termica: il parametro fisico che governa tale processo, ovvero la conducibilità termica, è fortemente influenzato dal contenuto d'acqua e dal grado di saturazione del terreno, nonché dalla sua composizione mineralogica e dalla pressione di confinamento in situ (Park et al. 2016, Laloui et al. 2019). Pertanto, risulta fondamentale stabilire possibili correlazioni con la profondità tra proprietà indice, proprietà di ritenzione e proprietà termiche dei geomateriali, al fine di quantificare accuratamente la disponibilità di energia termica nel sottosuolo. È noto in letteratura

che la temperatura del terreno mostri variazioni non trascurabili fino a 1 metro dal piano campagna e che le suddette fluttuazioni siano influenzate da fattori come la radiazione solare incidente, la temperatura dell'aria e la tipologia di copertura (Shah et al., 2019), impattando, quindi, sul tasso di scambio di calore tra l'atmosfera e la superficie del terreno. A profondità maggiori (tra 1 e 8 m da p.c.) le fluttuazioni di temperatura si riducono notevolmente e, a partire da una profondità di circa 15-20 m da p.c., la temperatura del terreno rimane relativamente costante, uguale alla temperatura media annuale dell'aria, solitamente definita come "temperatura del terreno indisturbato". Monitorare i profili di temperatura alla luce dei trend osservati in letteratura può offrire una comprensione più approfondita della risposta termica dei terreni a varie profondità.

2. Il contesto geomeccanico del sito pilota: il versante Pisciole

Il sito pilota, denominato versante "Pisciole", è situato in destra idraulica del fiume Ofanto, nel territorio del comune di Melfi (PZ). All'interno dell'area, Cotecchia et al. (2014) hanno identificato 14 corpi di frana che interagiscono con infrastrutture strategiche alla base del pendio, compresa una condotta idrica sotterranea dell'Acquedotto Pugliese (Fig. 1). Per evitare la compromissione dell'integrità della condotta, a causa degli spostamenti differenziali subiti dalla stessa, nel 2019 è stata condotta una campagna di indagini geotecniche in situ e di laboratorio, mirata alla progettazione di misure di mitigazione del rischio da frana del pendio oggetto di studio. La campagna ha evidenziato come il principale fattore innescante dei movimenti franosi sia rappresentato dall'interazione pendio-vegetazione-atmosfera, che può causare un aumento dei carichi piezometrici in profondità correlato agli eventi di pioggia della stagione invernale. Il principale fattore predisponente all'infiltrazione risiede nella elevata fessurazione delle argille coinvolte dai fenomeni di instabilità (Cotecchia et al., 2014). La ricostruzione geomeccanica ha, infatti, evidenziato come il versante sia composto da successioni sedimentarie deposte in un bacino marino prima della fase orogenetica (Cretaceo-Miocene), in particolare da argille fessurate strutturalmente complesse (note come argille scagliose), ampiamente caratterizzate da Cotecchia et al. 2014.

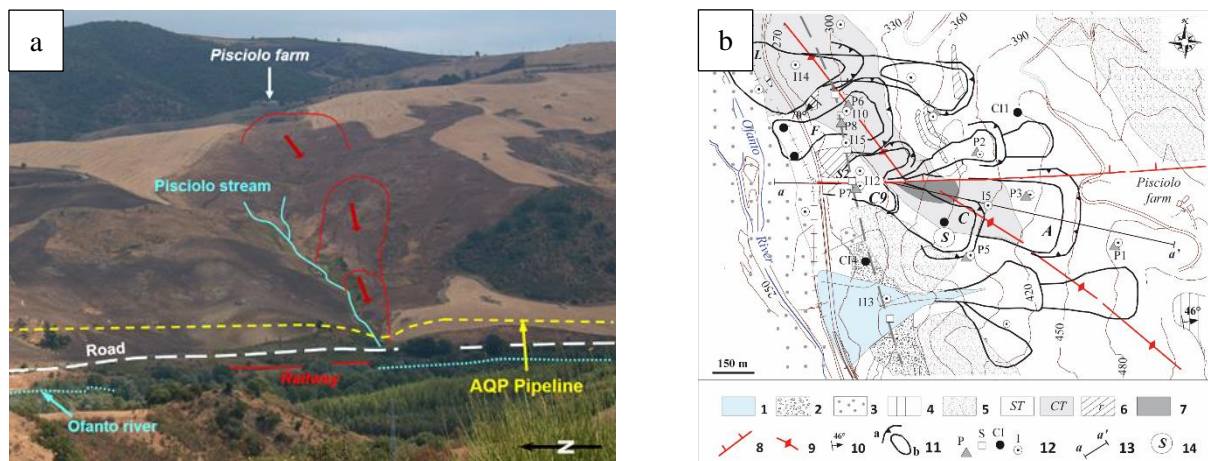


Fig 1. (a) Il versante Pisciole; (b) Carta litologico-strutturale e geomorfologica del versante di Pisciole. Legenda: 1) deposito di conoide; 2) detrito di versante; 3) deposito alluvionale; 4) successione pliocenica; 5) Complesso N; 6) Complesso T: ST-sub-complesso sabbioso, CT-sub-complesso calcareo, r-strati rocciosi; 7) Complesso R; 8) faglia; 9) asse di anticlinale; 10) giacitura di strato; 11) frana: a-nicchia di distacco, b-corpo; 12) P: verticali piezometriche, S: sensore GPS, CI: carotaggio continuo con tubazione inclinometrica, I: carotaggio a distruzione con tubazione inclinometrica; 13) traccia di sezione 14) S: zona di prelievo di campioni superficiali (Cotecchia et al., 2014).

Con l'obiettivo di progettare possibili misure di mitigazione del rischio da frana, a partire dal 2017 ha avuto luogo la piantumazione della porzione di piede del versante con la tecnologia Prati Armati® che

impiega sementi di piante erbacee per l'ottimizzazione dei processi idrologici ed idro-meccanici (deflusso superficiale ed evapotraspirazione) modificando il bilancio idraulico al bordo e, di conseguenza, il processo di filtrazione transitorio clima-indotto. Allo stato attuale, sono monitorate tutte le variabili che governano il bilancio idraulico ed energetico (suzione di matrice, contenuto volumetrico di acqua, temperatura del terreno, radiazione solare, velocità del vento) attraverso una rete avanzata di sensori.

3. Curve granulometriche e proprietà indice dei terreni di coltre

Nell'ambito di differenti progetti di ricerca susseguitisi negli ultimi anni, è stata realizzata un'ampia banca dati riferita alla caratterizzazione dei terreni di coltre (Stasi et al., 2022, Tagarelli et al., 2023) sia nella zona con vegetazione selezionata che in quella con vegetazione spontanea (Fig. 2). Nel complesso, tutti i campioni superficiali sono essenzialmente costituiti da terreni a grana fine, con una frazione predominante di argilla (CF=35-60%). La frazione sabbiosa è sempre presente in percentuali comprese tra il 18% e il 30%, mentre quella limosa è maggiore alle profondità di 1.5-2.5 m, con percentuali superiori al 30%. I profili di indice di plasticità in zona a vegetazione spontanea mostrano un leggero aumento con la profondità, variando dal 31% fino al 41.7%. L'indice di attività, invece, non segue un trend ben definito, ma risulta sempre medio-alto, tranne che per un campione prelevato a 2.5 m di profondità, caratterizzato da un indice di attività più alto ($A = 1.15$) pur essendo classificato come argilla con limo sabbioso. Con riferimento ai terreni di coltre piantumati con vegetazione Prati Armati®, l'indice di plasticità varia leggermente con la profondità, tra un valore del 31% fino al 48%. Analogamente, l'indice di attività varia tra 0.7 e 1.1. Il valore di attività più alto, paria a 1.22, è stato misurato a 0.5 m di profondità. Nel diagramma di plasticità di Casagrande, tutti i campioni sono classificati come argille ad alta plasticità, CH, secondo il sistema USCS, con attività variabile da bassa a normale.

La medesima caratterizzazione geotecnica di base già realizzata per i terreni di coltre è in corso di svolgimento sui campioni indisturbati prelevati a 6, 9, 12 e 15 metri di profondità, in zona a vegetazione selezionata e spontanea, con il fine di individuare un modello geotecnico del terreno completo a profondità maggiori e studiare i possibili accoppiamenti termo-idro-meccanici fra le fenomenologie multi-fisiche in atto nel deposito.

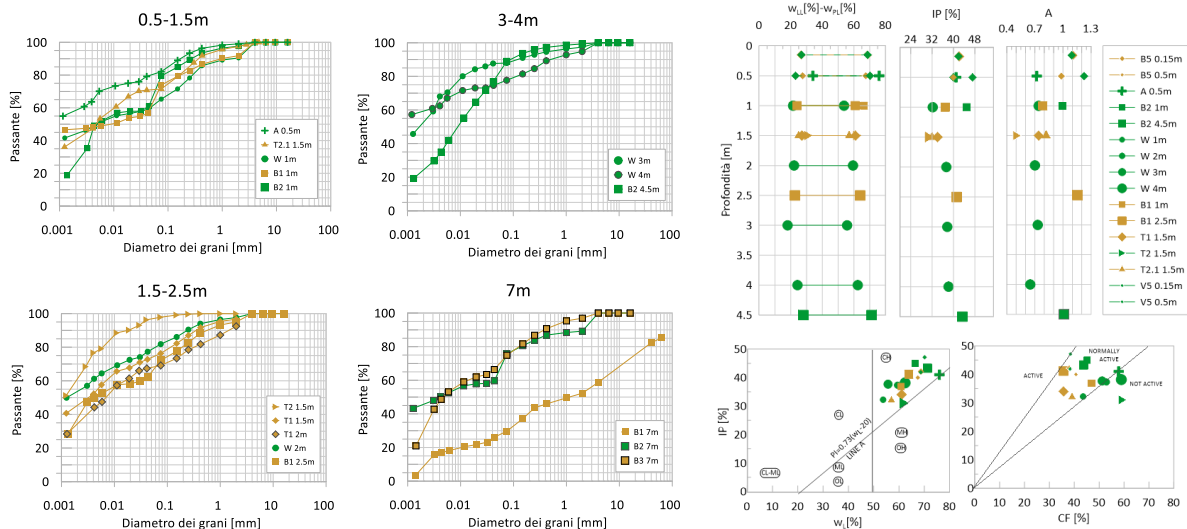


Fig 2. Curve granulometriche e profili di proprietà indice misurati in zona a vegetazione selezionata in verde e nella zona a vegetazione spontanea in marrone (Stasi 2024).

4. Potenziamento del sistema di monitoraggio e procedura di installazione delle sonde CS225

Nel 2023 è stato progettato un potenziamento del sistema di monitoraggio già esistente sul versante

Pisciolo, con l'obiettivo di utilizzare il sito come caso studio pilota per la caratterizzazione multi-scala dei processi termo-idro-meccanici che avvengono nei geomateriali a diverse profondità. In particolare, sono state installate due catene termometriche prodotte da Campbell Scientific (denominate CS225) lungo due verticali di monitoraggio, a circa 50 m di distanza, una situata nell'area Prati Armati e l'altra in zona a vegetazione spontanea. Le due catene termometriche sono state progettate con l'obiettivo di misurare la temperatura del terreno a 6, 9, 12 e 15 m di profondità. Al fine di migliorare il contatto diretto tra le sonde ed il terreno investigato, le due perforazioni sono state realizzate con un carotiere di dimensioni non standard ($d=66$ mm), per facilitare la chiusura spontanea del foro a seguito dell'installazione della catena termometrica. Durante l'avanzamento del carotiere, la stabilità delle pareti del foro è stata garantita con la progressiva installazione di 13 camicie di rivestimento di 1 m di lunghezza ciascuna (Fig. 3). La catena termometrica è stata poi assicurata a un tubo guida in PVC, in modo da mantenere l'intera serie di sensori in posizione fissa durante le successive fasi di installazione (Fig. 3).



Fig 3. (a) Tubo carotiere di diametro $d=66$ mm; (b) installazione della catena termometrica sul tubo guida in PVC; (c) messa in opera delle camicie di rivestimento.

Le sonde di temperatura ed il tubo guida sono stati alloggiati in ciascun foro (Fig. 4a), in modo da posizionare il primo sensore a una profondità di 15 m dal p.c. Il fondo foro è stato successivamente riempito con materiale rimaneggiato in sito, per bloccare l'assemblaggio del cavo e del tubo in PVC e garantire che il cavo fosse inserito in direzione perfettamente verticale (Fig. 4b). Infine, sono state rimosse le camicie di rivestimento con cura, per evitare il tranciamento del cavo a boccaforo (Fig. 4c). Al termine dell'installazione, l'intercapedine fra il cavo e le pareti del foro è stata riempita manualmente con ulteriore materiale rimaneggiato e sono stati ripristinati i collegamenti elettrici al sistema di acquisizione (Fig. 4d), utilizzando sistemi di protezione IP68, in grado di garantire un alto livello di schermatura in condizioni ambientali gravose. I lavori in sito hanno anche comportato l'esecuzione di due perforazioni a carotaggio continuo (fino a 15 m di profondità) per la caratterizzazione geotecnica di base dei litotipi affioranti ed il prelievo, in prossimità dei punti di misura della temperatura, di campioni indisturbati di terreno su cui eseguire prove di laboratorio non convenzionali.



Fig 4. (a) Posizionamento della catena termometrica in foro; (b) riempimento foro; (c) cavo a boccaforo; (d) ripristino del collegamento elettrico alla centralina di acquisizione.

5. Primi dati misurati dalle catene termometriche

I dati di temperatura sono stati acquisiti, lungo le due verticali di monitoraggio alle profondità di 6, 9, 12 e 15 metri, a partire dal mese di luglio 2023. In agosto, il monitoraggio in continuo è stato interrotto lungo entrambe le verticali a causa di un malfunzionamento del data-logger. Nel mese di settembre 2023 un grande incendio ha causato danni alla strumentazione. Nel gennaio 2024, il monitoraggio è stato parzialmente ripreso dopo la sostituzione dei cavi danneggiati dal fuoco. In Fig. 5 si mostrano i profili di temperatura media mensile ottenuti dai dati delle catene termometriche. Tali dati sono stati integrati con quelli misurati da sensori installati nell'ambito di precedenti progetti di ricerca (Stasi, 2024). Complessivamente, le due verticali monitorate mostrano una diversa risposta: lungo la verticale realizzata nella zona a vegetazione selezionata sono registrati valori inferiori di temperatura a ogni profondità rispetto a quelli misurati nell'area a vegetazione spontanea. In entrambi i casi, però, l'andamento con la profondità segue il modello a calice descritto in letteratura, con variazioni di temperatura più pronunciate in superficie e cambiamenti meno accentuati a profondità maggiori. È importante notare come sia stata rilevata un'oscillazione significativa ed in controtendenza rispetto alle aspettative alla profondità di 15 metri, lungo entrambe le verticali, attribuibile alla variabilità spaziale delle proprietà geotecniche dei litotipi (in termini di contenuto volumetrico d'acqua, porosità e permeabilità che possono influenzare direttamente la conducibilità termica del terreno) o ai flussi idraulici profondi nel pendio.

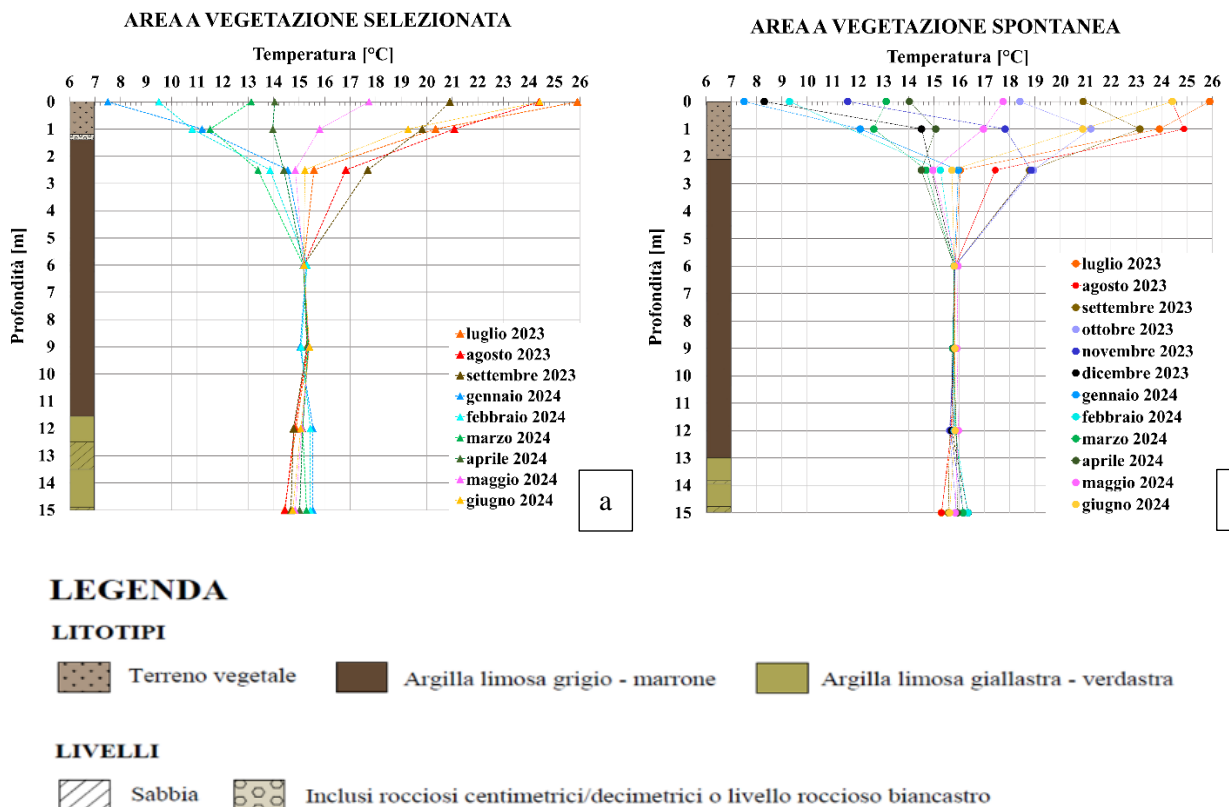


Fig 5. Profili delle temperature medie mensili misurate (a) in zona a vegetazione selezionata (b) in zona a vegetazione spontanea.

6. Conclusioni e sviluppi futuri

La nota illustra un approccio metodologico di stampo geotecnico per la determinazione quantitativa della disponibilità di energia termica nel sottosuolo, proponendo linee guida per la corretta installazione

di catene termometriche per la misura della temperatura del terreno con la profondità.

Con riferimento ai primi dati acquisiti dalle catene termometriche, essi hanno evidenziato una buona prestazione delle sonde, che risultano essere in grado di rilevare la progressiva diminuzione dell'ampiezza delle oscillazioni della temperatura del terreno con l'aumentare della profondità. Inoltre, i dati indicano come le temperature misurate lungo la verticale di monitoraggio in zona Prati Armati ® siano sempre inferiori a quella registrate nella zona a vegetazione spontanea. I dati finora acquisiti richiedono, tuttavia, un'analisi approfondita che giustifichi l'oscillazione di temperatura registrata alla profondità di 15 m.

Ulteriori sviluppi della ricerca in termini di attività laboratorio riguardano l'esecuzione di prove non convenzionali, finalizzate alla determinazione delle proprietà termiche dei geomateriali che caratterizzano il contesto geo-meccanico di riferimento. Le attività saranno volte alla misura della conducibilità termica secondo il metodo della sorgente lineare transitoria (ASTM, 2014) e allo studio dell'evoluzione di tale parametro in funzione delle fluttuazioni stagionali della falda, in modo da stabilire una correlazione tra il contenuto volumetrico d'acqua e la conducibilità termica dei litotipi. In questa prospettiva, il gruppo di ricerca sta sviluppando una cella triassiale a doppia camera per determinare le curve di conducibilità termica di essiccamento o imbibizione, in condizioni di suzione e confinamento controllati.

Ringraziamenti

Il lavoro è stato supportato finanziariamente dai progetti PON Mitigo (CUP B94I20000630005) e CN_HPC "National Centre for HPC, Big Data and Quantum Computing – Spoke 5: Environment and Natural Disasters" (CN_00000013 - CUP H93C22000450007) funded by the National Recovery and Resilience Plan (PNRR). Si ringraziano le imprese Apogeo S.r.l. e Kleistek – Advanced Electronic System per i lavori di installazione delle sonde termometriche in sito.

Bibliografia

- ASTM Committee D18. (2014). "Test Method for Determination of Thermal Conductivity of Soil and Soft Rock by Thermal Needle Probe Procedure", ASTM International, United States.
- Cotecchia F., Vitone C., Santaloia F., Pedone G., Bottiglieri O. (2014). "Slope Instability Processes in Intensely Fissured Clays: Case Histories in the Southern Apennines", *Landslides* 12(5), 877-93.
- Cotecchia, F., Santaloia, F., Vitone, C., & Palladino, G. (2012). A slow and complex landslide process in the Southern Apennines (Italy). In *Landslides and Engineered Slopes. Protecting Society through Improved Understanding. Proceedings 11th International Symposium Landslides, Banff (Canada)*, 3-8.
- Laloui, L., & Loria, A. F. R. (2019). *Analysis and design of energy geostructures: theoretical essentials and practical application*. Academic Press.
- Park, K., Lee, J., Yoon, H. K., & Kim, D. (2016). Hydraulic and thermal conductivities of kaolin-silica mixtures under different consolidation stresses. *Marine Georesources & Geotechnology*, 34(6), 532-541.
- Shah S.K., Aye L., Rismanchi B. (2019). "Undisturbed ground temperature in Melbourne". 8th BSME International Conference on Thermal Engineering, Dhaka, Bangladesh, vol. 2121, Issue 1.
- Stasi N. (2024). "Experimental and numerical study of Soil-Vegetation-Atmosphere interaction for the design of Nature-Based Solutions in landslide risk mitigation ", Tesi di dottorato, Università degli Studi di Bari – Politecnico di Bari.
- Stasi N., Tagarelli V., Cotecchia F., Cafaro F., (2022). In situ and laboratory investigation of the saturated hydraulic conductivity of a clayey soil cover when bare or vegetated. Intervento presentato al convegno Incontro Annuale dei Ricercatori di Geotecnica 2022 – IARG2022 (Caserta - Università degli Studi della Campania "Luigi Vanvitelli") ,7-9 settembre 2022.
- Tagarelli, V., Stasi, N., Cotecchia, F., & Cafaro, F. (2024). Root-induced changes in the hydraulic properties of a fine slope cover. In *E3S Web of Conferences* (Vol. 544, p. 16002). EDP Sciences.

SESSIONE V

STABILITA' DEI PENDII



INTERAZIONE TRA PALI DI STABILIZZAZIONE E CORPO DI FRANA IN CONDIZIONI DRENATE

Carmen Averno

Università Federico II di Napoli

Carmen.averto@unina.it

Marianna Pirone, Gianfranco Urciuoli

Università Federico II di Napoli

marianna.pirone@unina.it, gianfranco.urciuoli@unina.it

Sommario

I fenomeni di instabilità dei versanti sono calamità naturali frequenti. Per ridurre il pericolo ad essi associato è necessario realizzare opportuni interventi di stabilizzazione volti ad incrementare il margine di sicurezza del pendio o ad intercettare il corpo di frana. In questa nota sono discussi i risultati di analisi numeriche volte allo studio dei meccanismi di interazione tra una coltre di terreno in frana ed un palo verticale infisso nel substrato stabile appartenente ad una fila di pali. In particolare, è discussa la differenza tra la condizione di pendio secco e quella di pendio con falda al piano campagna (drenata). Le analisi sono state condotte mediante il codice di calcolo agli elementi finiti (FEM) PLAXIS-2D (2023.1).

1. Introduzione

Alcune opere di stabilizzazione, come le paratie di pali, possono sbarrare con sufficiente continuità il corpo di frana in una o più sezioni se disposte ad un interasse (i) minore di 3 (Pirone, Urciuoli 2018). In tal caso esse lavorano in condizioni di deformazione piana (2D), ed esplicano un'azione di contenimento della massa instabile diffusa sull'intera sezione trasversale. Comunque, per evitare che esse costituiscano un tamponamento per la falda si ricorre abitualmente ad una paratia di pali distanziati con interasse (i) maggiore di 1 m. La maggior parte delle soluzioni analitiche disponibili in letteratura modella l'interazione di pali di stabilizzazione e coltre in frana assumendo il terreno e la struttura rigido-plastici (RPM). Mediante questo approccio sono identificati tre meccanismi di rottura (A, B, C) che dipendono dal rapporto tra il tratto infisso e la coltra instabile l_2/l_1 (Viggiani 1981; Pirone, Urciuoli 2018). In particolare, Muraro et al. (2015) dimostrarono che per un pendio indefinito con $\alpha < \delta$, dove α è l'inclinazione del pendio e δ è l'attrito all'interfaccia palo-terreno, la risultante orizzontale della forza applicata dal terreno in frana sull'opera non è influenzata dall'attrito opera-terreno, ed è pari alla spinta passiva di Rankine (1857). Pertanto, in un pendio indefinito inclinato di α , la spinta sul muro può essere calcolata come la risultante delle tensioni orizzontali:

$$\sigma_{xu} = k \cdot \gamma \cdot z \cdot \cos^2 \alpha \text{ [kPa]} \quad (1)$$

Dove: γ è il peso dell'unità di volume del terreno che in condizioni drenate diventa pari a $\gamma' = \gamma - \gamma_w$, z è la profondità verticale dal piano campagna e k rappresenta il coefficiente di spinta calcolato con la teoria di Rankine (1857) per pendio indefinito. Nel lavoro in esame, per modellare l'interazione tra una coltre di terreno in frana ed una fila continua di pali è stato utilizzato il software di calcolo agli elementi finiti (FEM), PLAXIS 2D. Questo codice di calcolo offre la possibilità di simulare il comportamento del terreno, l'interazione terreno-struttura e le conseguenti sollecitazioni sui pali, garantendo che il valore della forza di interazione sia compatibile con le caratteristiche strutturali dell'opera e con quelle dei terreni a contatto. Sono state condotte analisi bidimensionali al variare della lunghezza d'infissione del

palo sia in condizioni di pendio secco che saturo con falda al piano campagna in condizioni drenate. Per analizzare la stabilità globale in presenza dell'intervento è stata utilizzata la "phi-ci reduction calculation", una tipologia di analisi che riproduce una condizione di collasso virtuale del terreno attorno al palo, riducendo successivamente i parametri di resistenza al taglio del terreno, $\tan\phi'$ e c' . I valori calcolati del taglio ultimo sono confrontati con le soluzioni analitiche rigido plastiche (RPM) disponibili in letteratura.

2. Modellazione in condizioni di pendio secco

La geometria modellata nel codice FEM riproduce un pendio indefinito costituito da una coltre in frana su substrato stabile. Tra i due strati è stato incluso uno strato di terreno in condizioni residue di 0.50 m, per simulare una superficie di scorrimento preesistente (Fig. 1).

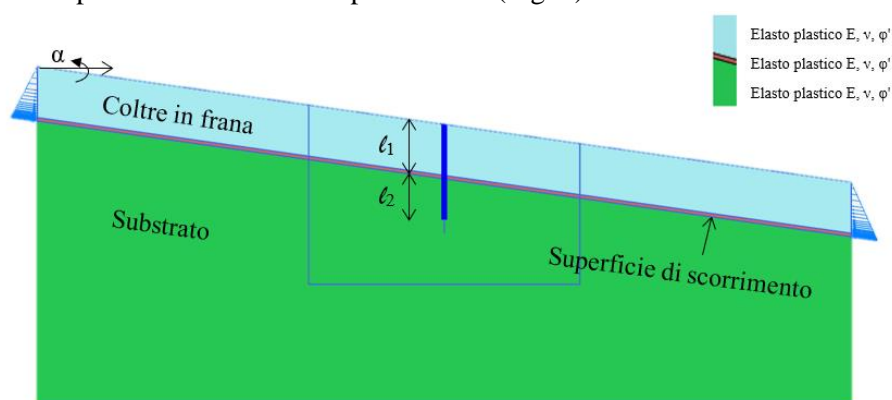


Figura 1: Geometria modellata nelle analisi numeriche 2D con l'indicazione del modello costitutivo adottato.

Il diametro del palo (d) è 1.00 m, l'inclinazione del versante (α) è pari a 8° . Lo spessore della coltre in frana è 8 m (l_1) e la lunghezza di infissione del palo all'interno del substrato rigido (l_2) varia tra 1 e 12 m. Per gli strati di terreno è stato utilizzato un modello costitutivo lineare elastico perfettamente plastico con il criterio di rottura di Mohr Coulomb. Il palo, invece, è stato modellato come perfettamente elastico, non considerando la formazione di cerniere plastiche. In altre parole, si ipotizza il collasso del sistema sia governato dalla rottura del terreno. Questa situazione è probabile quando si analizzano frane poco profonde (superfici di scivolamento situate a una profondità inferiore a 7-8 m) come nel caso in esame. Le proprietà fisiche e meccaniche assunte per il terreno e le proprietà del palo sono indicate in Tab. 1.

Materiale		γ	E	ν	ϕ'	c'	d	l_2
		[kN/m ³]	[MPa]	[-]	[°]	[kPa]	[m]	[m]
Coltre in frana		19	10	0.3	28	0.01	-	-
Superficie di scorrimento		19	1	0.3	8.5	0.01	-	-
Substrato		19	10	0.3	28	0.01	-	-
Palo		25	30000	0.2	-	-	1	1, 4, 6, 8,10,12

Tabella 1: Parametri utilizzati per le analisi di stabilità di pendio secco. E: modulo di elasticità; ν : coefficiente di Poisson; ϕ' : angolo d'attrito; c' : coesione drenata.

Le analisi numeriche sono organizzate in quattro fasi di calcolo: 1) generazione della condizione iniziale mediante la procedura 'Gravity loading'; 2) determinazione del fattore di sicurezza iniziale, FS_0 , mediante la procedura di 'Phi-ci reduction'; 3) attivazione della paratia con un'analisi 'plastica'; 4) determinazione del fattore di sicurezza a valle dell'intervento, FS_{plate} , mediante la procedura di 'phi-ci reduction' (PLAXIS 2D 2023). In tabella 2 sono riportati i coefficienti di sicurezza iniziali e quelli

successivi all'intervento con l'angolo di attrito di progetto (ϕ_d). Quest'ultimo è stato ottenuto a partire dal rapporto della tangente del valore caratteristico diviso per il fattore di sicurezza successivo l'intervento. È utile osservare che la condizione iniziale del pendio, ovvero prima della realizzazione della paratia, il fattore di sicurezza è pressochè unitario (FS_0) indicando una condizione di incipiente collasso e che, come atteso, a seguito della realizzazione dell'opera s'incrementa con l'aumentare della lunghezza d'infissione (FS_{plate}).

Secco			
$L_{tot,plate}$ [m]	FS_0	FS_{plate}	ϕ_d [°]
9	1.04	1.217	23.60
12	1.04	1.279	22.61
14	1.04	1.364	21,3
16	1.04	1.460	20.01
20	1.04	1.514	19.32

Tabella 2: Risultati FEM nel caso di pendio secco.

In fig. 2a sono riportati i profili degli spostamenti orizzontali del terreno (u) normalizzati rispetto allo spostamento di testa del palo ($u_{headpile}$). Nella 2b vengono rappresentate le tensioni orizzontali ottenute dal FEM sia a monte che a valle palo, per $L_{tot,plate}$ di 14m. Lungo quasi l'intera lunghezza del palo le tensioni orizzontali sono ben colte dalla spinte di Rankine (1857) per pendio indefinito. Da Fig. 2b, è evidente che per una l_2 pari a 6m, è riprodotto il meccanismo di rottura B. Quest'ultimo si verifica per pali intermedi ($L_{tot,plate}$ da 12 a 16 m) che ruotano in maniera significativa intorno ad un punto prossimo alla base. I profili della forza di taglio e del momento flettente ottenuti con il FEM (Fig.2c) sono in accordo con quello calcolato con l'RPM calcolato per meccanismo di rottura B.

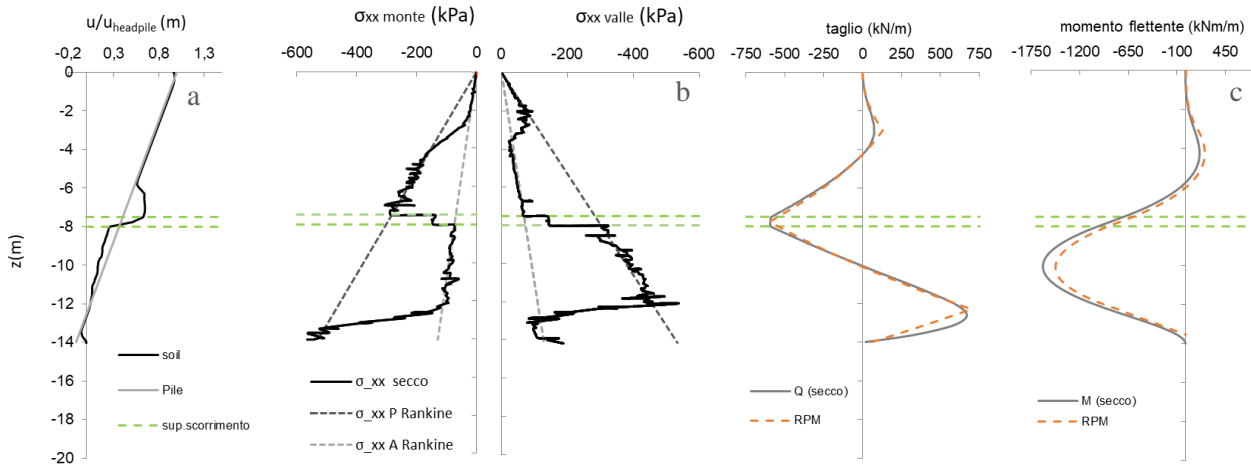


Figura 2: Pendio secco: a) spostamenti orizzontali. b) tensioni orizzontali. c) forza di taglio e del momento.

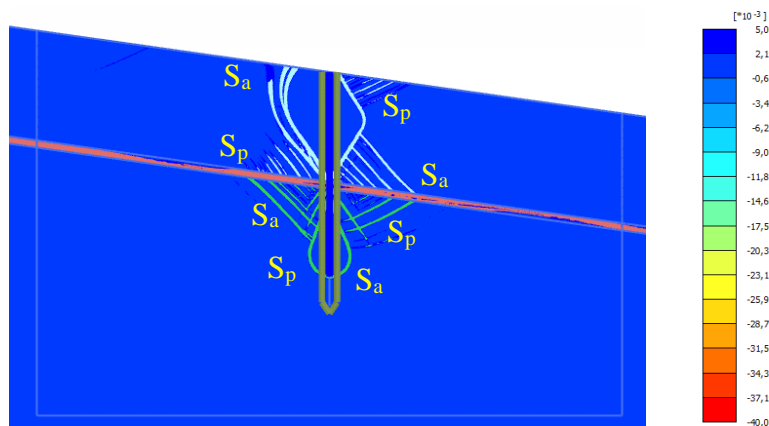


Figura 3: Contour di deformazioni plastiche a taglio relativi l'ultimo step della phi-ci reduction, $L_{tot,plate} = 14m$

Il meccanismo di rottura B è ben visualizzato nella Figura 3 dove i contour di deformazioni plastiche a taglio consentono di evidenziare i cunei di rottura. In particolare, si notano i cunei di spinta passiva e attiva rispettivamente a valle ed a monte del tratto infisso.

3. Modellazione in condizioni di pendio saturo

In questo caso è modellata la presenza di una falda al piano campagna in condizioni drenate. Rispetto alla condizione precedente è stato assunto un valore maggiore dell'angolo di attrito residuo lungo la superficie di scorrimento, pari a 16.8° , a causa della presenza sfavorevole della falda. Comunque, anche in questo caso, il fattore di sicurezza iniziale risulta appena maggiore dell'unità indicando una condizione d'incipiente collasso. In tabella 3 sono riportati i coefficienti di sicurezza iniziali e quelli successivi all'intervento con l'angolo di attrito di progetto. Anche in questo caso, come atteso, il fattore di sicurezza cresce con la lunghezza di infissione del palo, tuttavia a parità di condizioni geometriche del palo, FS, risulta essere minore di quello determinato in condizioni di pendio secco.

Condizioni Drenate			
$L_{tot,plate}$ [m]	FS_0	FS_{plate}	ϕ'_d [°]
9	1.08	1.100	26.00
12	1.08	1.115	25.50
14	1.08	1.160	24.60
16	1.08	1.205	23.80
20	1.08	1.235	23.30

Tabella 3: Risultati nel pendio saturo.

In figura 4 sono riportati i profili di spostamento, delle tensioni orizzontali e quelli del taglio e momento per $L_{tot,plate}$ di 14m e pendio saturo. Questa volta le tensioni orizzontali ultime d'interazione palo-terreno sono più basse, si riducono di circa la metà in quanto si stabiliscono pressioni neutre che, in accordo ad un moto di filtrazione parallelo al pendio, risultano pari a:

$$u = \gamma_w \cdot z_w \cdot \cos^2 \alpha \text{ [kPa]} \quad (2)$$

Anche in questo caso, le tensioni efficaci orizzontali sono ben colte da quelle calcolate con la Teoria di Rankine per pendio indefinito (1857). Da Fig. 4b, è evidente che per una l_2 pari a 6m, anche nel caso drenato è riprodotto il meccanismo di rottura B.

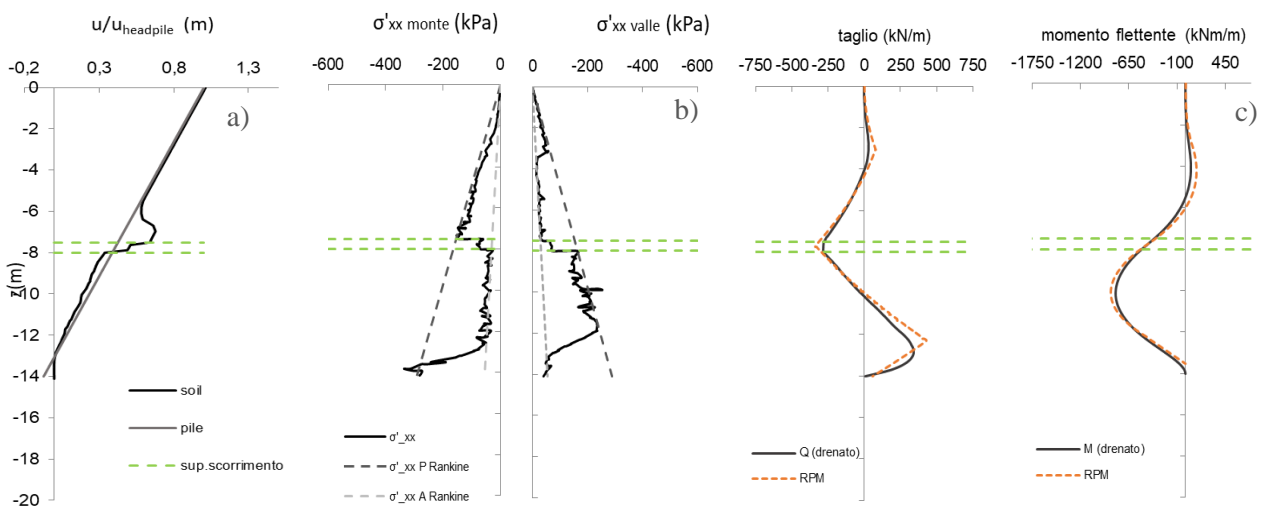


Figura 4: Pendio saturo: a) spostamenti orizzontali. b) tensioni orizzontali. c) forza di taglio e del momento.

4. Confronto tra il taglio ultimo determinato mediante FEM e RPM

La Fig. 5 riporta l'abaco sviluppato da Pirone e Urciuoli (2018) adottando il comportamento rigido-plastico del palo e del terreno. In particolare, è diagrammato il valore adimensionalizzato della forza di taglio lungo la superficie di scorrimento al variare della lunghezza d'infissione del palo rapportata allo spessore della coltre in frana (l_2/l_1). Quest'abaco è strettamente valido per muri continui ($i/d=1$) e gli Autori dimostrarono che può essere utilizzato anche per una fila di pali discontinui fino a quando è efficace l'effetto arco ($i/d \leq 3$). Nel caso analizzato, poiché la resistenza dello strato stabile (l_b) è uguale a quella dello strato instabile (s_b), si fa riferimento alla curva ($n=1$). I valori del taglio ultimo calcolati da PLAXIS sulla superficie di scorrimento, T , al variare della lunghezza d'infissione sia per pendio saturo che secco sono stati sovrapposti in Figura 5. I valori di T sono stati adimensionalizzati, dividendoli per il valore teorico rigido-plastico, tipico del meccanismo C, adottando il coefficiente di spinta di Rankine per pendio indefinito. Per i valori relativi al pendio saturo con falda parallela al piano campagna, è stato adottato il peso nell'unità di volume immerso, γ' pari a 9 kN/m^3 , invece per pendio secco, il peso dell'unità di volume γ è pari a 19 kN/m^3 .

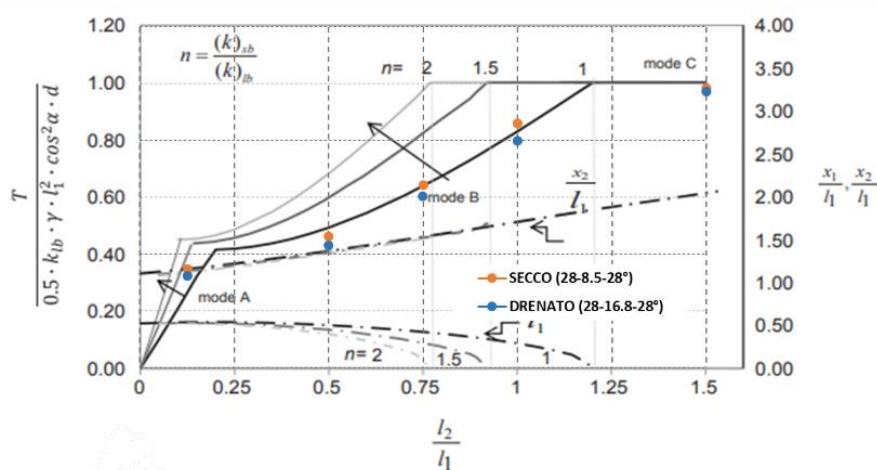


Figura 5: Confronto tra i valori del taglio adimensionalizzato calcolati da FEM e da RPM

Sia per il pendio secco che per quello saturo, i valori del taglio adimensionalizzato risultano essere in perfetto accordo con quelli determinati dai metodi rigido-plastici.

5. Conclusioni

La nota riguarda l'analisi dell'interazione di una fila di pali di stabilizzazione e una coltre in frana. In particolare, è stato modellato un pendio indefinito con una superficie di scorrimento pregressa, sia secco che saturo con falda al piano campagna. Il modello numerico è stato implementato nel software FEM Plaxis 2D. I risultati numerici del taglio ultimo adimensionalizzato derivanti dal FEM risultano sia nel caso di pendio soggetto ad una filtrazione parallela al pendio, che nel caso di pendio secco, in accordo con le analisi teoriche rigido-plastiche. Tuttavia, in condizioni di pendio saturo, il taglio ultimo sostenuto dalla paratia si dimezza. Questo si verifica a causa della diminuzione delle tensioni efficaci orizzontali legate allo sviluppo di pressioni neutre relative ad un moto di filtrazione parallelo al pendio.

Bibliografia

- CRUDEN D. M. – D. J. VARNES, Landslide types and processes, in “National Academy of Sciences”, 1996, 247 pp. 36-75.
- CRUDEN D.M., A Simple Definition of a Landslide, in “Bulletin of the International Association of Engineering Geology” 1991, 43, pp. 27-29.
- DI LAORA R. - MAIORANO R. M. S. - AVERSA S., Ultimate lateral load of slope-stabilising piles, in “Géotechnique Letters Vol. 7”, 2017, pp. 237-244.
- FRIEDLI B.- HAUSWIRTH D. – PUZRIN A.M., Lateral earth pressures in constrained landslides, in “Géotechnique”, 2016, pp. 1-16.
- HUNGR O. - EVANS S.G - BOVIS M. - HUTCHINSON J.N, Review of the classification of landslides of the flow type, in “Environ Eng Geosci VII”, 2001, pp. 221–238
- HUNGR O. – LEROUEIL S.– PICARELLI L., The Varnes classification of landslide types, an update, in “Landslides Vol. 11”, 2014, pp. 167-194.
- HUTCHINSON J.N., Morphological and Geotechnical Parameters of Landslides in Relation to Geology and Hydrogeology, in “Proc. Fifth International Symposium on Landslides Vol. 1”, 1988. pp. 3-35.
- MURARO S. - MADASCHI A. - GAJO A., On the reliability of 3D numerical analyses on passive piles used for slope stabilisation in frictional soils, in “Géotechnique Vol. 64”, 2014, 6, pp. 486–492. 106
- MURARO S. - MADASCHI A. - GAJO A., Passive soil pressure on sloping ground and design of retaining structures for slope stabilisation, in “Géotechnique Vol. 65”, 2015, 6, pp. 507–516.
- PAN D. - SMETHURST J. A. – POWRIE W., Limiting pressure on a laterally loaded pile in a frictional soil, in “Géotechnique Letters Vol. 2”, 2012, pp. 55-60.
- PIRONE M. – URCIUOLI G., Analysis of slope-stabilising piles with the shear strength reduction technique, in “Computers and Geotechnics”, 2018, 102, pp. 238–251.
- PLAXIS, Reference Manual 2D, di “Bentley advancing infrastructure”, 2023.
- PLAXIS, Tutorial Manual 2D, di “Bentley advancing infrastructure”, 2023.
- SHEIL B. B., Lateral limiting pressure on square pile groups in undrained soil, in “Géotechnique”, 2020, pp. 1-9.
- SMETHURST J. A.– BICOCCHI N. – POWRIE W. – O’BRIEN A. S., Behaviour of discrete piles used to stabilise a tree-covered railway embankment, in “Géotechnique”, 2019, pp. 1-17.
- SUMMERSGILL F. C. - KONTOS S. - POTTS D. M., Stabilisation of excavated slopes in strain-softening materials with piles, in “Géotechnique Vol. 68”, 2018, 7, pp. 626–639.
- VARNES D.J., Slope movement types and processes, in “Landslides, analysis and control, special report 176” 1978, pp. 11–33 107
- VIGGIANI C., Ultimate lateral load on piles used to stabilize landslides, in “Proceedings of the 10th international conference on soil mechanics and foundation engineering”, 1981, pp. 555–60.



GEOMECHANICAL MONITORING AND ANALYSIS OF GLOBAL WARMING IN HIGH ALPS

Yunlu Bai

*Politecnico di Milano, Dept. Architecture, Built Environment and Construction Engineering
yunlu.bai@polimi.it*

Francesco Calvetti

*Politecnico di Milano, Dept. Architecture, Built Environment and Construction Engineering
francesco.calvetti@polimi.it*

Abstract

Global warming is particularly evident in alpine areas, where the temperature increase is larger than the global average. This causes the upward receding of permafrost which in turn affects the stability of high mountain slopes by causing rockfall and rock/ice avalanche events. While it is difficult to define the direct cause-effect relationship for any specific event, two general facts emerge: failures are becoming increasingly frequent, especially during particularly hot summer seasons, and they tend to concentrate within the altitude range affected by permafrost receding. In this paper, we describe the measurement station set up at Capanna Margherita hut (Punta Gnifetti, 4554m a.s.l., Monte Rosa massif), the highest mountain hut in the Alps, with the purpose of monitoring warming effects. Two boreholes were drilled, and multi-parametric geotechnical monitoring systems (DMS columns) were installed in them. Considering the climate-driven nature of potential failures, a comprehensive set of data is continuously recorded, including inclinometric, extensometric, piezometric, thermometric, and accelerometric measurements. Based on the monitoring data collected so far, the relationship between air temperature and underground temperature can be preliminarily assessed. Furthermore, the correlation between temperature and displacements has been analysed and discussed, revealing a linear relationship that will be further explored through long-term monitoring.

1. Introduction

Air temperature observations in the Alps show that warming is occurring at a rate of $0.3 \pm 0.2^\circ\text{C}$ per decade, which is larger than the average global warming rate of $0.2 \pm 0.1^\circ\text{C}$ per decade (IPCC, 2022). As a result, permafrost in both high latitudes and alpine areas is degrading, as evidenced by several observations (IPCC, 2022). Widespread evidence of steep rock destabilization is observed at ridges, spurs, and peaks, which experience faster and deeper thawing (Gruber et al., 2007). Significant rockfall events were observed in the Alps during the intense heat waves of 2003 and 2015 (Ravanel et al., 2017), particularly in permafrost-affected areas. Statistics show that among the rockfall events in 2003 and 2015, the temperature of rock walls ranged from -7.6°C to 1°C , with 44% (65 rockfalls) occurring between -1.0°C and -3.0°C . Furthermore, an analysis of 1389 recent rock slope failures in the Mont Blanc massif highlighted a correlation with the presence of permafrost at near-zero temperatures: rock slope failures peaked in rock faces where the Mean Annual Rock Surface Temperature (MARST) ranged between -2°C and 0°C , with 325 incidents (35%) recorded in this range (Cathala et al., 2024).

In this context, it is important to assess the current and future risk scenarios at high altitudes, particularly at sites with structures such as mountain huts or cable car stations. This research focuses on modelling the rock mass of Punta Gnifetti (Monte Rosa group) and the effects of permafrost

degradation on the stability of Capanna Margherita (owned by CAI - Italian Alpine Club) which is the highest hut and building in Europe at 4554 meters a.s.l. (Fig 1).



Fig 1. Capanna Margherita (4554 m a.s.l.).

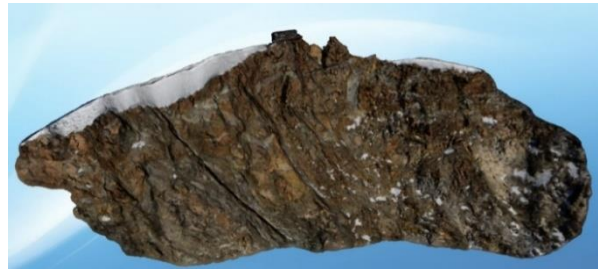


Fig 2. 3D model of Punta Gnifetti.

Research regarding Capanna Margherita started in 2019, due to the concerns coming from unusually high air temperatures (around 10°C) recorded at the hut. Several in-situ and modelling activities have been performed since then. Initially, a geomechanical structure investigation was conducted with photogrammetric and laser-scanning methods and with ground-penetrating radar. These activities were complemented by direct geomechanical observations of the rock face below the hut. The reconstructed 3D model of the summit covers approximately 160m horizontally and 100m vertically on the main rock face (Fig 2). Data from the survey and literature indicate that the rock mass under the hut is composed of para-gneiss with ortho-gneiss inclusions, with eight main joint sets detected. However, no information was obtained regarding the possible presence of ice or water in depth.

Based on this survey, a Distinct Element Method (DEM) based 3D model of the rock mass was built to analyze possible evolutionary scenarios (Calvetti & Boffelli, 2023). Despite incomplete information, the simulations showed that the numerical model could adequately reproduce the current configuration of the rock face. Two external triggering factors, considered responsible for most real-world collapses, were analyzed: the increase in joint persistence (potentially caused by repeated freeze-thaw cycles) and the increase in temperature. Although promising results were obtained, the model has limitations that warrant further study, such as insufficient data on the presence of ice or water in the joints and a lack of information about the in-depth temperature regime. Additionally, no direct measurement of displacement was available at Capanna Margherita for proper validation.

To address these issues, a new and dedicated in-situ investigation campaign has been recently designed and carried out. The primary goal is to obtain additional information about the in-depth structure of the rock mass and to measure temperature, water/ice presence, and displacements.

2. In-situ campaign

The activities carried out at Capanna Margherita from September 2023 are described in the following. Preliminarily, two boreholes were drilled (Fig 3). The first borehole is 20 m long and it was drilled vertically starting from the access platform to the hut. The second one is 10 metres long and it was drilled horizontally from the southeast rock face approximately 5 m below the balcony of the hut. The boreholes were then inspected with an OPTV probe which returned the fracture conditions of the rock mass in depth. The images will be used to complement the previous surface survey and improve the 3D DEM model.

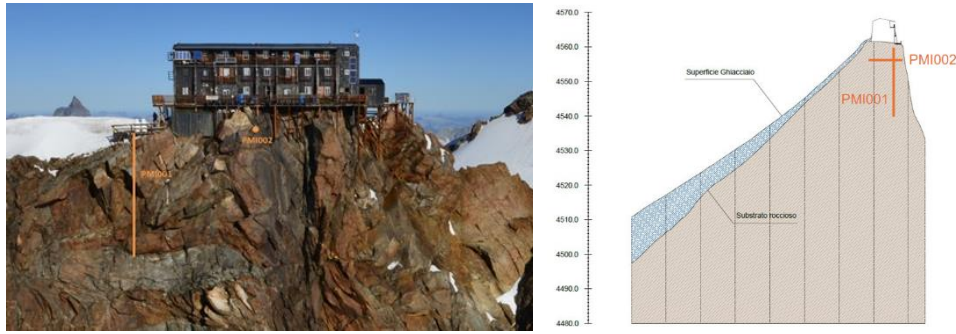


Fig 3. The vertical and horizontal boreholes position.

Then two multi-parametric DMS (Differential Monitoring of Stability, CSG patent) columns were installed in the boreholes. Columns are made of a series of 1-meter-long rigid modules, connected by reinforced rubber flexible connections. In particular, the columns used at Capanna Margherita are composed of 15 and 8 modules, respectively for the vertical and horizontal ones. Each module is equipped with inclinometers, accelerometers and temperature sensors. Additionally, the horizontal column is equipped with two extensometers, while a piezometer is present at the bottom of the vertical column. The DMS system is completed by a control unit that continuously records the data and sends them at prescribed intervals to a dedicated server via a GSM modem.

3. Data analysis

Data monitored by DMS have been recorded since October 10, 2023. While long-term data hold greater significance against the backdrop of rising temperatures, the eight months of data currently recorded are worthy of analysis and may yield interesting preliminary findings.

3.1 Temperature

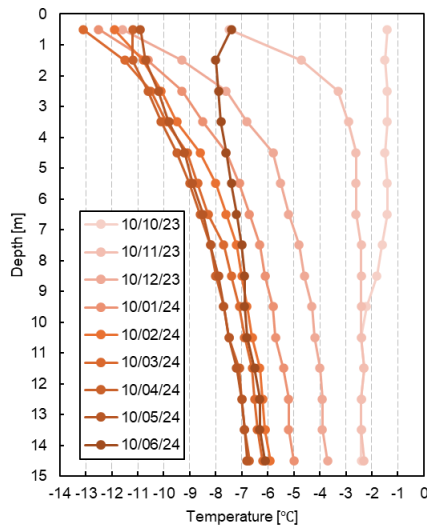


Fig 4. Temperature along the vertical borehole.

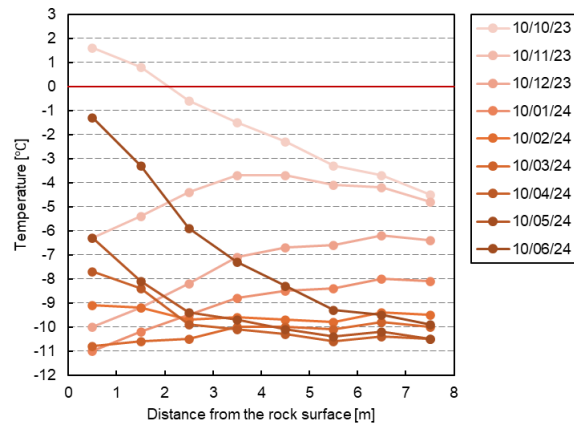


Fig 5. Temperature along the horizontal borehole.

Fig 4 shows the temperature recorded in the vertical column on the 10th of each month over the past nine months (October 2023 to June 2024). It can be observed that in October 2023, temperatures near the surface were slightly higher than those at deeper levels, hovering around $-2.0\text{ }^{\circ}\text{C}$. However, it can be noted that November witnessed a sudden drop in temperatures, resulting in a significant decrease in surface temperatures while deeper temperatures remained largely unchanged. As temperatures continued to decline, a trend emerged where temperatures increased with depth. From November 2023 to June 2024, there was a greater temperature gradient near the surface, although this phenomenon

became less pronounced over time. Fig 5 shows the temperature recorded in the horizontal column. The top of the borehole refers to the side near the exposed rock surface (the dip direction is 117° precisely), whereas the point 8 meters from the left is at the end underneath the hut, close to the ice cover of the west mountain slope. In October 2023, temperatures at the rock face were much larger than at depth. It is noteworthy that temperatures within approximately a 2-meter range from the exposed rock surface are above 0°C at this point. Similarly to what was observed in the vertical column, a sharp temperature drop occurred in November 2023, leading to a significant reduction in temperature on the side near the exposed rock surface, persisting until January 2024 and affecting temperatures at all depths. In February, temperatures near the surface experienced a slight rebound. Furthermore, temperatures on the side covered by ice consistently decreased over the five months. It is evident that temperatures closer to the West slope are more stable and consistently lower than those on the east (the exposed rock surface).

To better illustrate the evolution of temperature at different depths, Fig 6 shows the temperature recorded in the horizontal column. Over a long-term scale, the temperature trends show a clear delay increasing with the sensor depth. The difference between Module 7 (0 to 1 meter depth) and Module 0 (7 to 8 meter depth) is about 3 months. The oscillations on a shorter time scale are also affected by depth. Module 7 exhibits sharp variations, while the amplitude of these variations is weakened with increasing depth.

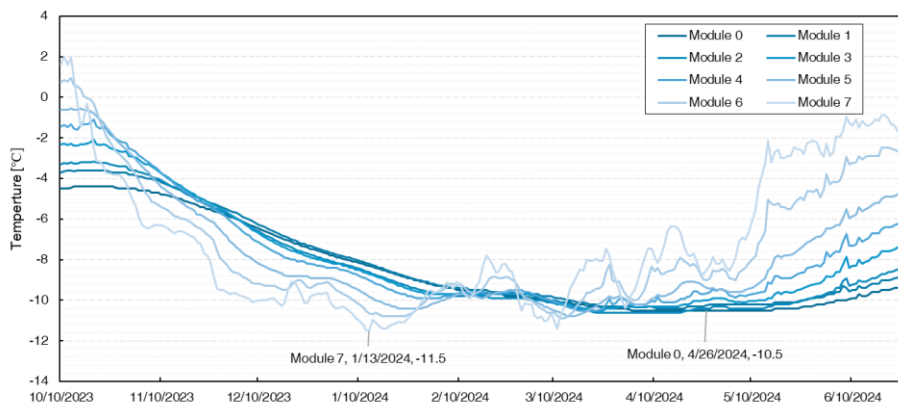


Fig 6. Temperature evolution in the horizontal columns.

Fig 7 shows the temperature history in the vertical column, where similar phenomena can be observed. For example, the delay of the lowest temperature occurrence between Module 14 (0 to 1 meter depth) and Module 0 (14 to 15 meter depth) is also about 3 months.

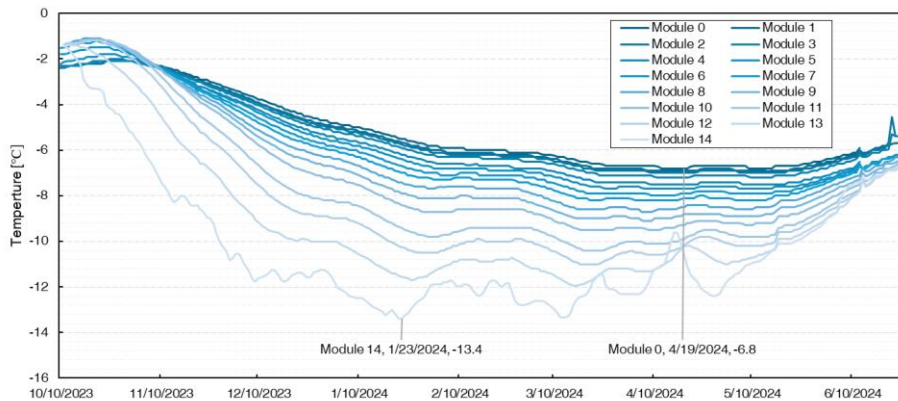


Fig 7. Temperature evolution in the vertical columns.

In order to better understand the observed trend, it is useful to compare underground temperatures with air temperatures. For this purpose, the daily average air temperature and sensor temperature data are plotted in Fig 8. In particular, sensors near the surface (module 7 in the horizontal column and module 14 in the vertical column) and at the dead end (module 0 in either column). The best fit sinusoidal curve based on the daily average air temperature data at Capanna Margherita from August 2002 to 2023 is also included. The $T(t) = 7.99 \cdot \sin(2\pi t/365 - 2.06) - 11.98$, where t represents the day of the year. This trend corresponds to a maximum temperature of about $-4\text{ }^{\circ}\text{C}$ on August 1st, and a minimum temperature of about $-16\text{ }^{\circ}\text{C}$ on February 1st.

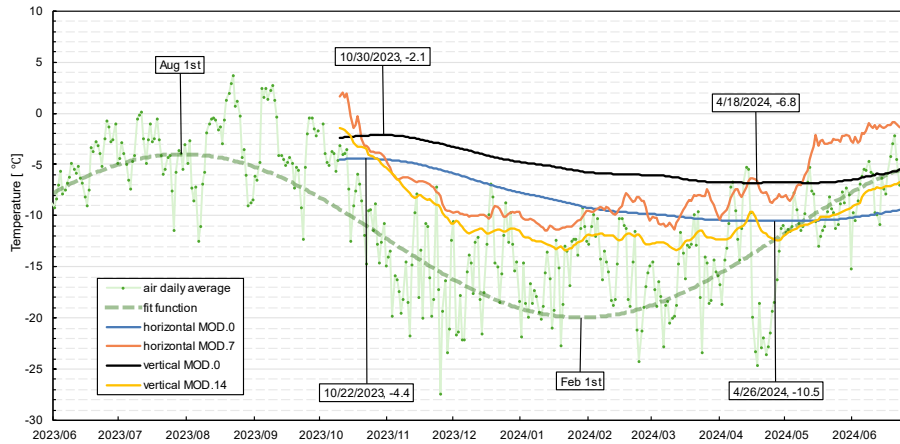


Fig 8. Comparison of daily average temperature and sensor temperature data.

Several points are worth noting. Although the sinusoidal fit curve describes the annual trend of the air temperature well, the actual air temperatures are significantly higher or lower at times. For example, there were positive deviations from the average in August 2023, September 2023 and February 2024. On the contrary, air temperature was significantly lower than average in April 2024. These oscillations, which occur over a relatively small time scale, significantly influence the temperature variability near the ground (module 7 and module 14). These local oscillations in air temperature and near-surface rock temperature are well correlated with a delay of less than 5 days. In contrast, these types of temperature oscillations are not observed in the sensors at depth. The temperature curves at depth are smooth and exhibit sinusoidal-like fluctuations on longer time scales. Based on the data collected so far, the maximum temperatures were recorded at the end of October, and the minimum ones at the end of April, in both boreholes. This corresponds to a 3-month delay compared to the trend of air temperature. Moreover, the time difference between the maximum and minimum temperature in depth is about 6 months, which seems to indicate a one-year period. These preliminary conclusions will be further validated after monitoring temperatures for at least one full year.

3.2 Relationship between temperature and displacement data

In order to show the influence of temperature variations on displacements, Fig 9 (a) shows the variations of temperature and the cumulative displacement of the vertical column. The displacement is projected along $132\text{ }^{\circ}\text{N}$, which is the main direction of the movement. Both variables exhibit similar trends throughout the observed period. This suggests a potential correlation between temperature changes and displacements. To analyse the relationship between these two variables, Fig 9 (b) presents a scatter plot, which reveals an almost linear correlation, although at least one full seasonal cycle should be completed before any reliable assessment may be drawn.

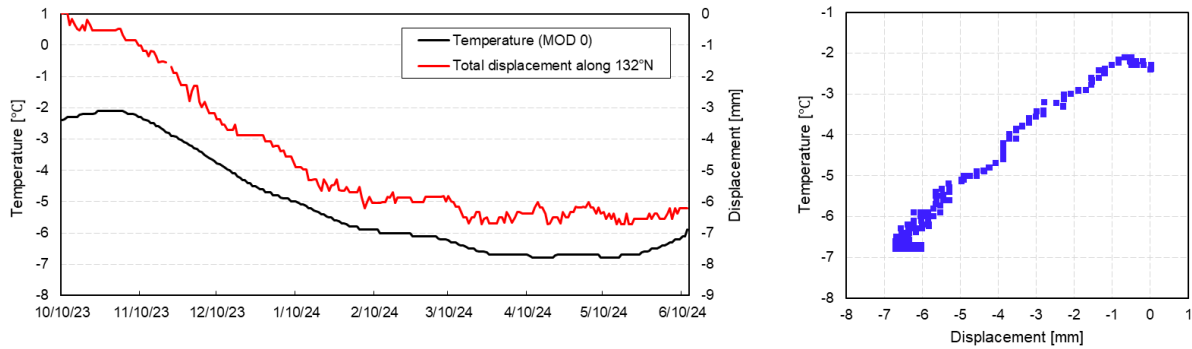


Fig 9. (a) time history of temperature (module 0 of vertical columns) and total displacement along 132°N; (b) scatter plot of temperature and displacement.

4. Perspectives and Conclusions

Observation at Capanna Margherita is planned to continue for at least three years. Seasonal temperature variations as well as annual temperature changes render this project more meaningful over an extended period. However, based on the installation of equipment and the data recorded over the past eight months, some preliminary conclusions can be drawn.

From the temperature data recorded over the past eight months, it is evident that surface temperatures are influenced by weather conditions, while temperature variations in depth are more gradual. The delay of seasonal fluctuations is significantly increasing with depth. Notably, temperatures at the exposed rock surface exceeded 0°C at the onset of observations. A preliminary analysis of the correlation between displacements and temperature data shows a nearly linear relationship. Further conclusion will require a longer observation period.

Acknowledgements

This research is supported by a China Scholarship Council grant awarded to Yunlu Bai. The Authors acknowledge the financial and logistic support from the Italian Alpine Club (CAI), and the fundamental contribution to the supervision and execution of works at Capanna Margherita by Fabio Baio, Luigi Foglino, Andrea Tamburini, Elia Negrini, Salvatore Panzeri and Daniele Bernasconi.

Bibliography

- Intergovernmental Panel on Climate Change (IPCC) (2022). "Summary for Policymakers," in *Global Warming of 1.5°C: IPCC Special Report on Impacts of Global Warming of 1.5°C above Pre-industrial Levels in Context of Strengthening Response to Climate Change, Sustainable Development, and Efforts to Eradicate Poverty*, Cambridge: Cambridge University Press, 1–24.
- Intergovernmental Panel on Climate Change (IPCC) (2022), *The Ocean and Cryosphere in a Changing Climate: Special Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change*. Cambridge: Cambridge University Press.
- Gruber, S. and Haeberli, W (2007). "Permafrost in steep bedrock slopes and its temperature-related destabilization following climate change", *Journal of Geophysical Research (Earth Surface)*, vol. 112, no. F2. doi:10.1029/2006JF000547.
- Ravanel L., Magnin F., and Deline P. (2017). "Impacts of the 2003 and 2015 summer heatwaves on permafrost-affected rock-walls in the Mont Blanc massif", *Science of The Total Environment*, vol. 609, pp. 132–143.
- Cathala M., Magnin F., Ravanel L., Dorren L., Zuanon N., Berger F., Bourrier F., Deline P. (2024). "Mapping release and propagation areas of permafrost-related rock slope failures in the French Alps: A new methodological approach at regional scale", *Geomorphology*, vol. 448, p. 109032.
- Calvetti F. and Boffelli W. (2023). "DEM modelling of rock masses affected by permafrost degradation." *In Proceedings of the 8th International Conference on Civil Structural and Transportation Engineering (ICCSTE'23)*, pp. 212-1. Avestia.



RILIEVO LiDAR DA VEICOLO PER LA GESTIONE DEL RISCHIO DA CADUTA MASSI LUNGO LE INFRASTRUTTURE VIARIE

Diana Bianchi*, Lucia Simeoni*, Alfonso Vitti*

diana.bianchi@unitn.it, lucia.simeoni@unitn.it, alfonso.vitti@unitn.it

**Università degli Studi di Trento - Dipartimento di Ingegneria Civile, Ambientale e Meccanica*

Sommario

La presente memoria descrive i risultati preliminari ottenuti dall'esecuzione del rilievo LiDAR da veicolo per la gestione del rischio di caduta massi lungo un tratto dell'Autostrada del Brennero. L'utilizzo di rilievi LiDAR statici (generalmente su treppiede) per la progettazione di opere di mitigazione ed il monitoraggio di pareti rocciose a scala di sito è molto diffuso; al contrario, l'esperienza di rilievo in modalità cinematica (da veicolo) per la gestione del rischio a scala territoriale è ancora esigua. In assenza di esperienze pregresse, prima di eseguire il rilievo LiDAR da veicolo, è stata eseguita una simulazione del rilievo in ambiente GIS per valutarne la fattibilità in termini di efficienza ed efficacia potenziali. I risultati della simulazione sono risultati promettenti e pertanto in aprile 2023 è stato eseguito il rilievo LiDAR da veicolo con la stazione Mobile Mapping MX9 di Trimble, lungo un tratto di 30 km dell'autostrada, tra i caselli di Bolzano Nord e Chiusa. In questo tratto l'autostrada scorre ai piedi di pareti rocciose fino a sub-verticali. La memoria presenta i risultati preliminari in termini di densità di punti e percentuale di superficie di parete rilevati. La densità è risultata generalmente superiore a 300 punti/m², ritenuta il limite inferiore per riuscire a individuare il distacco di ciottoli qualora il rilievo fosse ripetuto periodicamente per il monitoraggio dei distacchi. La superficie di parete rilevata è risultata in media quasi il doppio di quella prevista dalla simulazione.

1. Introduzione

L'infrastruttura viaria oggetto di questo studio è il tratto di circa 30 km di A22-Autostrada del Brennero, che si estende tra il casello di Bolzano Nord e il casello di Chiusa, percorrendo la valle del fiume Isarco. Nel tratto in oggetto l'infrastruttura è realizzata su sezioni a cielo aperto e viadotti, che in parte sono ubicate alla base di pareti rocciose, ed in galleria. La valle del fiume Isarco ha origine glaciale e presenta la tipica conformazione ad U, con pareti rocciose che nel tratto di studio sono prevalentemente di origine vulcanica (i.e. ignimbrite e tufo) e presentano pendenze maggiori di 70°. Date le precedenti caratteristiche di questa porzione di territorio, la presenza di pareti rocciose costituisce un fattore di rischio da caduta massi per l'infrastruttura e soprattutto per gli utenti.

La gestione dell'infrastruttura deve perciò passare per la valutazione del rischio e la corrispondente pianificazione delle opere di protezione. L'utilizzo di un'adeguata metodologia di rilievo che permetta di ottenere informazioni sulle pareti rocciose che interessano l'intero tratto dell'infrastruttura è sicuramente strumento utile per valutare la suscettibilità ai crolli delle pareti e l'adeguatezza delle opere di protezione già esistenti.

Numerose evidenze riportate nella letteratura scientifica sottolineano come il rilievo LiDAR eseguito in modalità statica sia un ottimo strumento di mitigazione del rischio e gestione delle infrastrutture viarie, specialmente se ripetuto nel tempo (Walton et al., 2023; Kromer et al., 2017; Kromer et al., 2015) utilizzando dei punti di appoggio fissi (Jaboyedoff et al., 2010). Un'applicazione innovativa consiste nell'eseguire il rilievo in modalità cinematica con il LiDAR montato su un veicolo mobile (Lato et al., 2009; Lin et al., 2013). Un interessante esempio di utilizzo del LiDAR in modalità cinematica si riferisce

ai rilievi da barca per il monitoraggio di scogliere lungo la costa della Normandia (Giuliano et al., 2022; Michoud et al., 2015): in questi casi, l'utilizzo della tecnologia LiDAR in modalità cinematica rende possibile il monitoraggio e la caratterizzazione di pareti rocciose laddove la conformazione delle pareti non consente di applicare la tecnologia statica tradizionale. Gli autori riportano informazioni riguardo la metodologia del rilievo e il post processing dei dati ottenuti: in particolare, essi dimostrano l'efficacia del rilievo LiDAR in modalità cinematica in termini di capacità a distinguere famiglie di discontinuità e volumi di blocchi potenzialmente instabili nonostante le difficoltà ed errori legati alla metodologia di rilievo ed all'estrapolazione delle informazioni utili per la caratterizzazione geotecnica delle pareti rocciose.

Nel caso dell'Autostrada del Brennero, il rilievo LiDAR in modalità cinematica da veicolo è stato eseguito per 8 tratti di infrastruttura tra i caselli di Bolzano Nord e Chiusa, a seguito di una simulazione GIS che ne dimostrasse efficacia (in termini di densità di punti e superficie rilevata, Ferro et al., 2023) ed efficienza (in termini di tempo necessario a svolgere il rilievo ed impegno per garantire le condizioni di sicurezza, Simeoni et al., 2024). In questa memoria, dopo un breve richiamo ai risultati della simulazione, si descrive la metodologia adottata per l'elaborazione delle nuvole di punti provenienti dal rilievo, al fine di valutarne l'efficacia in termini di densità di punti e di percentuale di superficie rilevata. I risultati ottenuti sono poi commentati rispetto a quelli provenienti dalla simulazione.

2. Metodologia

Il rilievo LiDAR statico è il più classico e semplice strumento di monitoraggio utilizzato per le pareti rocciose generalmente a scala di sito. Come già anticipato, studi innovativi riguardo l'applicabilità del rilievo LiDAR in modalità cinematica sono stati eseguiti in porzioni di territorio dove le pareti rocciose sono poco o non accessibili.

D'altra parte, volendo svolgere rilievi su scala territoriale, la modalità statica risulterebbe molto poco efficiente a causa del tempo richiesto per svolgere il rilievo e, aspetto non secondario, dell'impegno richiesto al gestore dell'infrastruttura per garantire le condizioni di sicurezza agli operatori senza sospendere la circolazione dei mezzi sull'autostrada (Simeoni et al., 2024). L'efficacia delle due modalità di rilievo e le loro principali differenze sono state preventivamente definite tramite una simulazione in ambiente GIS (Ferro et al, 2023).

2.1 Strumenti e mezzi utilizzati

La simulazione GIS ha permesso di riprodurre le due tipologie di rilievo e di definire l'efficienza e l'efficacia di entrambe. Il rilievo in modalità cinematica ha simulato l'avanzamento del veicolo alla velocità di 15 km/h con l'utilizzo di un laser scanner RIEGL VUX-1HA situato ad un'altezza di 1.75 m dal manto stradale. Per tenere conto del guardrail (i.e. ostacolo al laser) si è limitato il campo visivo a -5° (FOV) dello strumento rispetto alla vista orizzontale e si è fissato l'angolo del piano di scansione a 25° . Tale studio ha mostrato che le pareti potenzialmente rilevabili coincidono con più dell'85% del totale delle pareti aventi un'inclinazione superiore a 70° , di cui il 70% rilevabile con densità superficiale di punti maggiore di $400 \text{ punti}/\text{m}^2$. Questi valori sono risultati di poco inferiori a quelli ottenuti ipotizzando l'esecuzione di rilievi in modalità statica, con una successione di stop&go, con il laser scanner RIEGL VZ-2000i.

La strumentazione utilizzata per il rilievo LiDAR in modalità cinematica (TRIMBLE MX9) comprende: due laser scanner, ciascuno capace di rilevare fino a 1.8 milioni di punti per secondo e con una portata massima che varia tra i 235 m ed i 475 m di distanza al diminuire della frequenza di campionamento (da 1800 khz a 300 kHz), quattro videocamere per scattare foto ad alta qualità per migliorare il dataset disponibile, una Inertial Motion Unit (IMU) ad alta precisione e ricevitori GNSS. Le caratteristiche dei due strumenti utilizzati per la simulazione e per il rilievo sono riportate in Tabella 1.

Tabella 1. Specifiche tecniche dei laser scanner impiegati per la simulazione e per il rilievo in modalità cinematica.

	RIEGL VUX-1HA	TRIMBLE MX9
Portata massima [m]	235	235-475
Portata minima [m]	1	1
Campo visivo (FOV) [°]	360	360
Frequenza di campionamento nrpps [pts/s]	fino a 1.800.000	500 scans/s

2.2 Metodo di esecuzione

Le attività di rilievo sono state eseguite nel mese di aprile 2023, quando purtroppo la vegetazione era già rigogliosa. In primo luogo, è stato necessario materializzare sulla corsia di emergenza, mediante l'utilizzo di apposita sagoma e spray tracciante, 300 punti di controllo (GCP) ai quali è stata assegnata una coordinata spaziale nel sistema di riferimento UTM 32 Nord grazie all'impiego di tecnologia GNSS ed una modalità di rilievo di tipo Real Time Kinematic (RTK) con stazionamenti di 180 secondi, collegandosi alla base ItalPOS di Bolzano. Tali punti, la cui quota ortometrica è stata ricavata per successiva elaborazione di grigliati IGM, sono stati impiegati per georeferire ed ottimizzare la nuvola di punti ottenuta con la tecnologia di rilievo in modalità cinematica.

Il rilievo LiDAR in modalità cinematica è stato eseguito ad una velocità media di circa 30-35 km/h, praticamente il doppio della velocità ipotizzata nella simulazione. Per ottimizzare i dati, sono state eseguite 4 sessioni di registrazione traiettoria e laser mobile (i.e. *run*), in andata e ritorno, modificando le impostazioni della strumentazione: una coppia di *run* è stata eseguita in modo da massimizzare la densità di punti (alta frequenza-range contenuto), mentre la seconda coppia è stata eseguita in modo tale da massimizzare la distanza coperta dal laser (bassa frequenza-range ampio).

La conoscenza dei GCP ha permesso di ottenere un'estrema precisione ed accuratezza della georeferenziazione dei punti rilevati (gli scarti generati dal processo di registrazione sono risultati essere attorno ai 2.5-3.5cm circa.). Il sistema di riferimento utilizzato è WGS84 – UTM32N (EPSG:4326), il geoide di riferimento è stato invece ricavato dai file grigliati n.014 e n.027 dell'IGM relativi alle tavolette in scala 1:25'000.

I risultati del rilievo, ottenuti da una preliminare elaborazione dei dati operata dall'esecutore, consistono in una nuvola di punti georeferenziata in maniera globale per ogni tratto (si veda ad esempio la Fig.1).

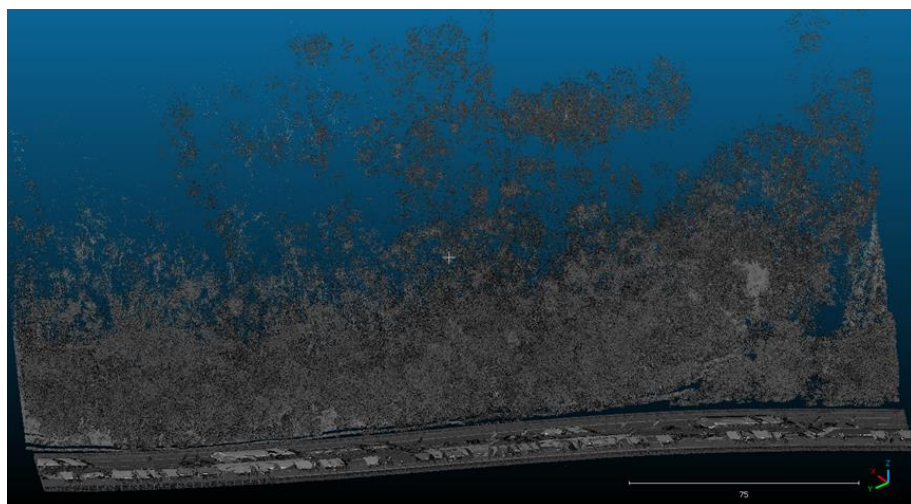


Fig. 1. Esempio di nuvola di punti risultante dal rilievo LiDAR da veicolo.

Le fasi in sito hanno richiesto la presenza di due operatori. La materializzazione dei GCP ha richiesto una giornata di lavoro, il rilievo in modalità cinematica solo mezza giornata o un'ora per ogni *run* di 30 km. La post-elaborazione dei dati ha richiesto un solo operatore e ha richiesto una giornata di lavoro.

2.3 Modalità di analisi

Le nuvole di punti, fornite dall'esecutore del rilievo LiDAR da veicolo distintamente per ciascuno degli 8 tratti rilevati, sono state elaborate tramite i software Cloud Compare (in seguito CC) e QGIS. La metodologia è stata ideata con lo scopo di valutare la densità superficiale di punti raggiunta dal rilievo per ogni nuvola di punti, confrontare l'estensione delle porzioni di piano campagna con inclinazione maggiore di 70° ottenute dalla simulazione GIS e quelle effettivamente rilevate in modalità cinematica. Gli step principali della metodologia di elaborazione dei risultati del rilievo consistono nell'utilizzo di CC per ripulire le nuvole di punti da elementi antropici e vegetazione, con lo scopo di valutare la densità superficiale di punti della nuvola, realizzare la mesh delle aree rilevate, per la valutazione dell'estensione delle aree di interesse rilevate confrontata con i risultati della simulazione.

Per la stima della densità superficiale di punti raggiunta dal rilievo, CC seleziona un dominio sferico di raggio locale (R) e valuta il numero di punti (N) su quella superficie: la densità è quindi definita come il rapporto tra il numero di punti e la superficie della sfera.

Il piano campagna è stato ottenuto tramite l'elaborazione di ogni nuvola di punti con il plugin "*Cloth Simulation Filter (CSF)*" presente in CC, che ha permesso, tramite una procedura iterativa e per tentativi, di eliminare gli oggetti rilevati che ne ostacolano la vista come, ad esempio, la vegetazione. Questo plugin utilizza una procedura semi-automatica per la classificazione dei punti come piano campagna (Ground Points) o non piano campagna (Off Ground Points) introdotta da Zhang et al. (2016) per separare i punti del piano campagna da quelli in elevazione. Questa metodologia consiste nell'invertire una nuvola di punti LiDAR e utilizzare un telo rigido fittizio per coprire la superficie invertita. Analizzando le interazioni tra i nodi del telo e i corrispondenti punti LiDAR, è possibile determinare la posizione dei nodi del telo per generare un'approssimazione della superficie del terreno. I parametri richiesti dal software sono: la tipologia di scena/indicazione dell'acclività, la risoluzione della griglia, il numero di iterazioni e la soglia di classificazione. Il parametro acclività serve a definire l'inclinazione del telo rigido, la risoluzione della griglia definisce il numero di nodi del telo rigido che andranno ad intersecarsi con i punti della nuvola e la soglia di classificazione si riferisce al valore limite della distanza tra i punti ed il telo rigido per classificare i punti come piano campagna o non piano campagna. È importante sottolineare che i valori sono stati scelti, tratto per tratto, dopo numerosi tentativi per ottenere il risultato più realistico. Per migliorare la qualità della porzione di punti del piano campagna ottenuti, si è applicato un filtro sul valore di intensità rilevata per ogni punto: questo parametro dipende da angolo di incidenza, distanza e composizione della superficie dell'oggetto intercettato, perciò è particolarmente utile per distinguere le caratteristiche della copertura del suolo.

La nuvola di punti del piano campagna risultante è stata quindi trasformata in mesh quadrate (con lato pari a 0.5 m) da confrontare con le aree risultate visibili dalla simulazione: questo confronto è stato ottenuto in QGIS tramite il comando "*Intersezione*" tra layer vettoriali, che ha permesso di valutare l'estensione areale delle porzioni che risultano sovrapposte. I risultati sono riportati nella sezione seguente.

3. Risultati preliminari

3.1 Densità di punti

La Fig. 2 riporta un esempio di distribuzione delle densità di punti. In Tabella 2, per ogni tratto e per le diverse modalità di rilievo (dove disponibili), sono riportate le percentuali di punti che hanno raggiunto la soglia di $900\text{ punti}/\text{m}^2$ e la soglia minima di $300\text{ punti}/\text{m}^2$. Quest'ultima è ritenuta la soglia minima affinché la ripetizione periodica del rilievo cinematico possa essere ritenuta efficace per il monitoraggio del distacco di ciottoli dalle pareti rocciose.

Tabella 2. Percentuali di punti che hanno raggiunto le soglie di 300 punti/m² e 900 punti/m² per tutti i tratti rilevati.

	% punti > 300 $\frac{\text{punti}}{\text{m}^2}$	% punti > 900 $\frac{\text{punti}}{\text{m}^2}$
Tratto 1	98	96
Tratto 2	78	46
Tratto 3	82	59
Tratto 4	79	48
Tratto 5	88	77
Tratto 6	74	42
Tratto 7	62	20
Tratto 8	69	26

È interessante notare che per i tratti 1 e 7, che erano risultati non rilevabili dalla simulazione GIS il rilievo in modalità cinematica è riuscito a rilevare alcune superfici con ottime densità di punti (la percentuale massima di punti a densità maggiore di 900 punti/m^2 è riferita al Tratto 1). La percentuale minima di punti a densità maggiore di 900 punti/m^2 è riferita al Tratto 7 perché in questo caso la giacitura delle pareti è prevalentemente ortogonale all'asse dell'autostrada e non permette la rilevazione completa. Tuttavia, nonostante il risultato negativo previsto dalla simulazione, è stato possibile rilevare il 62% della parete con densità maggiore di 300 punti/m^2 ed il 20% con densità maggiore di 900 punti/m^2 .

In generale è stato riscontrato che le aree vegetate sono state rilevate con una densità superficiale di punti maggiore di 300 punti/m^2 . Si può assumere che anche il piano campagna coperto dalla vegetazione sarebbe rilevato con una densità simile e pertanto si raccomanda di eseguire il rilievo in periodo tardo autunnale o invernale per ridurre al minimo le zone oscurate dalla vegetazione.

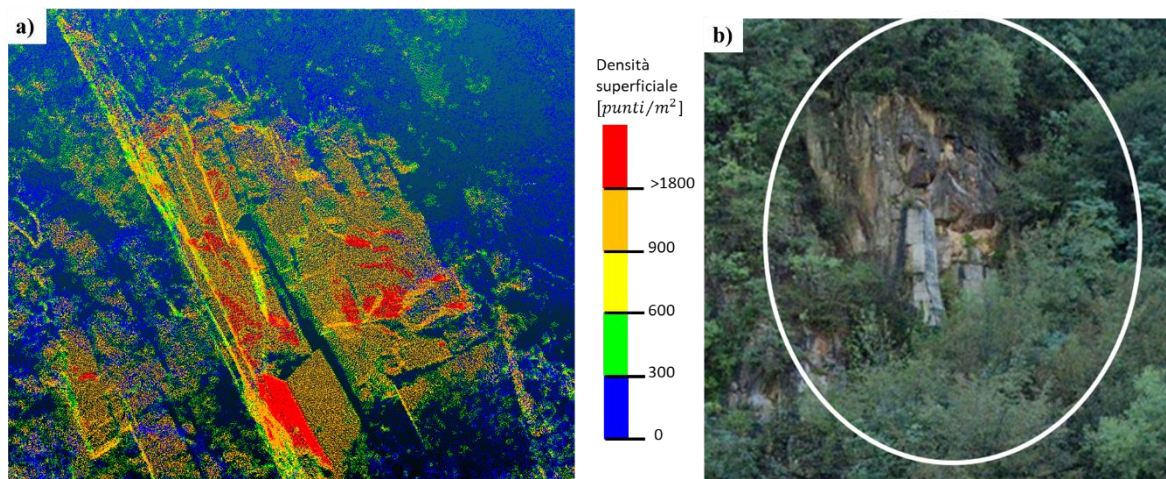


Fig. 2 a) Zoom su una porzione di parete con pendenza maggiore di 70° risultata rilevabile dalla simulazione in GIS, b) dettaglio della stessa area da Google Street View.

3.2 Aree rilevate

Il confronto delle aree è stato effettuato per il piano campagna con pendenza maggiore di 70°. In tale calcolo non sono state prese in considerazione le porzioni di superficie coperte dalla vegetazione. In media, nel rilievo è stata osservata un'area che è quasi il doppio di quella osservata nella simulazione. È interessante notare che in generale l'area rilevata coincide solo per circa il 30% con quella simulata. Addirittura, per uno degli otto tratti, il rilievo ha osservato il doppio dell'area prevista dalla simulazione, ma il piano campagna con pendenza maggiore di 70° effettivamente ottenuto non coincide con alcuna

porzione prevista dalla simulazione. Per interpretare questi risultati, va tenuto presente che la distanza massima raggiunta dal rilievo spesso non coincide la distanza massima prevista dalla simulazione.

4. Conclusioni

Nella corrente memoria si descrivono i risultati preliminari di un rilievo LiDAR eseguito in modalità cinematica da veicolo per rilevare le pareti rocciose lungo un tratto di circa 30 km di A22-Autostrada del Brennero, che si estende tra il casello di Bolzano Nord e il casello di Chiusa.

I risultati riguardano la densità di punti e l'estensione di superficie rilevata, confrontata con quella attesa dalla simulazione precedentemente condotta in ambiente GIS. La percentuale di punti con densità maggiore di 300 *punti/m²* è risultata sempre maggiore del 60%, con picco del 98% per uno degli 8 tratti analizzati lungo il percorso. Il valore di 300 *punti/m²* è stato assunto valore minimo affinché la ripetizione periodica del rilievo cinematico possa essere ritenuta efficace per il monitoraggio del distacco di ciottoli dalle pareti rocciose. L'estensione di piano campagna, non coperto da vegetazione e inclinato più di 70°, che è stato osservato dal rilievo è risultata mediamente il doppio di quella prevista dalla simulazione. È interessante notare che in generale l'area rilevata coincide solo per circa il 30% con quella simulata. Ciò deriva: dalle differenti caratteristiche tecniche degli strumenti utilizzati per il rilievo e per la simulazione, dalla metodologia di elaborazione delle nuvole di punti, che potrebbe essere maggiormente affinata per ogni singolo tratto, dalla presenza della vegetazione, che nella simulazione è stata ipotizzata assente.

Bibliografia

- Ferro E., Cimini F., DeRosa L., Corsini A., Ronchetti F., Lelli F., Vitti A., Simeoni L. (2023). "GIS-Based Analysis of the Potential Effectiveness and Efficiency of Mobile Terrestrial LiDAR to Survey and Monitor Rockfall Areas Along 15 km of Highway E45". Proc.: CNRIG 2023, Springer Series in Geomechanics and Geoengineering.
- Jaboyedoff M., Oppikofer T., Abellán A., Derron M.H., Metzger R., Pedrazzini A. (2012) "Use of LIDAR in landslide investigations: a review", *Natural Hazards*, 61, 5–28.
- Kromer R., Hutchinson D.J., Lato M.J., Gauthier D.G., Edwards T. (2015) "Identifying rock slope failure precursors using LiDAR for transportation corridor hazard management", *Engineering Geology*, 195, 93-103.
- Kromer R., Lato M.J., Hutchinson D.J., Gauthier D.G., Edwards T. (2017) "Managing rockfall risk through baseline monitoring of precursors using a terrestrial laser scanner", *Canadian Geotechnical Journal*, 54, 953-967.
- Lato M.J., Hutchinson D.J., Diederichs M., Ball D., Harrap R. (2015) "Engineering monitoring of rockfall hazards along transportation corridors: using mobile terrestrial LiDAR", *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 9, 935-946.
- Lin Y., Hyypää J., Kaartinen H., Kukko A. (2013) "Performance Analysis of Mobile Laser Scanning Systems in Target Representation", *Remote Sensing*, 5, 3140-3155.
- Michoud C., Carrea D., Costa S., Derron M.H., Jaboyedoff M., Delacourt C., Maquaire O., Letortu P., Davidson R. (2015) "Landslide detection and monitoring capability of boat-based mobile laser scanning along Dieppe coastal cliffs, Normandy", *Landslides*, 12, 403–418.
- Rosser N., Lim M., Petley D., Dunning S., Allison R. (2007) "Patterns of precursory rockfall prior to slope failure", *Journal of Geophysical Research: Earth Surface*, 112, 1-14.
- Simeoni L., Vitti A., Ferro E., Corsini A., Ronchetti F., Lelli F., Costa C., Quattrocioni D., Rover S., Beltrami A. (2024) "Mobile Terrestrial LiDAR survey for rockfall risk management along a highway", Proc.: II Fabre Conference – Existing bridges, viaducts and tunnels: research, innovation and applications (FABRE24), in press.
- Walton G., Malsam A., Oester Mapes N., Arpin B. (2023) "Forecasting and Mitigating Rockfall based on Lidar Monitoring: A Case Study from Colorado", *Transportation Research Record*, 2677, 863-870.
- Zhang W., Qi J., Wan P., Wang H., Xie D., Wang X., Yan G. (2016) "An Easy-to-Use Airborne LiDAR Data Filtering Method Based on Cloth Simulation", *Remote Sensing*, 8, 501-523.



L'EFFETTO DELL'ISTERESI IDRAULICA SULLA MEMORIA DI STAGIONI CLIMATICHE ECCEZIONALI NEL REGIME IDRAULICO DI UN PENDIO INDEFINITO

Diana Bianchi*, Domenico Gallipoli[§], Rossella Bovolenta[§], Martino Leoni^{§#}
diana.bianchi@unitn.it, domenico.gallipoli@unige.it,
rossella.bovolenta@unige.it, martino.leoni@dicca.unige.it

**Dipartimento di Ingegneria Civile, Ambientale e Meccanica - Università degli Studi di Trento*

[§]*Dipartimento di Ingegneria Civile, Chimica e Ambientale – Università degli Studi di Genova*

[#]*WeSI Geotecnica Srl*

Sommario

La presente memoria concerne lo studio del regime idraulico di un pendio indefinito parzialmente saturo soggetto ad una perturbazione del ciclo stagionale ordinario. Il regime idraulico in una sezione del pendio è valutato tramite la risoluzione numerica della forma semplificata dell'equazione di Richards monodimensionale, ottenuta dalla decomposizione del regime di flusso bidimensionale del pendio indefinito in due problemi. Lo schema numerico incorpora due distinte leggi di ritenzione idraulica del terreno, isteretica e reversibile, i cui parametri sono stati selezionati dopo un'analisi di sensitività preliminare. I risultati indicano che, nell'ipotesi di comportamento di ritenzione isteretico, la "memoria" della perturbazione sul ciclo stagionale ordinario del grado di saturazione impiega molto tempo ad annullarsi ed il ciclo ordinario viene ripristinato solo dopo diversi anni. Nel caso di comportamento di ritenzione reversibile, invece, il recupero del ciclo ordinario del grado di saturazione è quasi immediato dopo la perturbazione. Ciononostante, entrambi i modelli di comportamento di ritenzione prevedono evoluzioni praticamente identiche delle pressioni interstiziali, con un ripristino circa immediato del ciclo ordinario.

1. Introduzione

Il grado di saturazione e la pressione interstiziale nei primi metri dei pendii parzialmente saturi subiscono continue variazioni a causa dell'interazione tra atmosfera e terreno (Comegna et al., 2021; Fusco et al., 2022; Rouainia et al., 2020; Comegna et al., 2016), generando un contributo aggiuntivo di resistenza al taglio del terreno (Albadri et al., 2021; Beber et al., 2023; Miao et al., 2020; Nguyen et al., 2020). Questo fatto è la causa dei diversi andamenti stagionali dell'instabilità dei versanti, governati dalla variazione delle condizioni di parziale saturazione del terreno per l'alternarsi di stagioni secche e di stagioni umide (Stoffel et al., 2014). Quindi, risulta essenziale conoscere il regime idraulico nei pendii per una corretta analisi delle condizioni di stabilità. A tale scopo, alcuni autori hanno evidenziato l'importanza di considerare il comportamento di ritenzione isteretico del terreno per una valutazione accurata della risposta idraulica: tuttavia, i pochi esempi di applicazione di leggi di ritenzione isteretiche riguardano principalmente depositi di terreno orizzontali (Bashir et al., 2016; Tan et al., 2009; Yang et al., 2011) e, solo in pochi casi, pendii (Hu et al., 2018; Ma et al., 2011).

La presente memoria illustra lo studio del regime idraulico di un pendio indefinito non saturo in risposta a cicli stagionali di pressione interstiziale negativa applicati al piano campagna, combinando il metodo della decomposizione del regime idraulico in un pendio indefinito parzialmente saturo di Bianchi et al. (2022) con il modello di ritenzione isteretico di Gallipoli et al. (2015).

La legge di ritenzione è stata implementata all'interno di uno schema alle differenze finite monodimensionale (Bonan, 2019; Celia et al., 1990; Farthing M.W. et al., 2017; Paniconi e Putti, 1994), per calcolare il regime di infiltrazione all'interno di un pendio indefinito parzialmente saturo. Lo schema

alle differenze finite è stato utilizzato per analizzare la risposta di grado di saturazione e pressione interstiziale a due stagioni straordinarie, umida e secca rispettivamente, che perturbano il regime idraulico ordinario. A causa della natura isteretica del comportamento di ritenzione del terreno, la “memoria” di questa perturbazione richiede molto tempo per annullarsi. Al contrario, nel caso di comportamento reversibile, il recupero del regime ordinario è quasi immediato dopo la fine della perturbazione. I risultati evidenziano l'importanza di incorporare l'isteresi idraulica in analisi del regime di flusso in un pendio indefinito parzialmente saturo per la previsione accurata delle pressioni interstiziali e del grado di saturazione in caso di condizioni climatiche variabili.

2. Metodologia: modellazione numerica della risposta isteretica del regime idraulico di un pendio indefinito parzialmente saturo ideale

Il problema dell'infiltrazione bidimensionale attraverso un pendio indefinito parzialmente saturo può essere trattato come un problema di infiltrazione monodimensionale in un deposito di terreno a piano campagna orizzontale, dove la permeabilità del terreno ed il peso per unità di volume dell'acqua sono scalati moltiplicando per il coseno dell'angolo del pendio (Bianchi et al., 2022). Nella presente memoria, la permeabilità insatura K è descritta come il prodotto della permeabilità saturo costante K^{sat} e della funzione di permeabilità insatura relativa κ_r . La permeabilità relativa κ_r è qui assunta coincidente con la seguente funzione esponenziale della pressione interstiziale:

$$\kappa_r = e^{\alpha u} \quad (1)$$

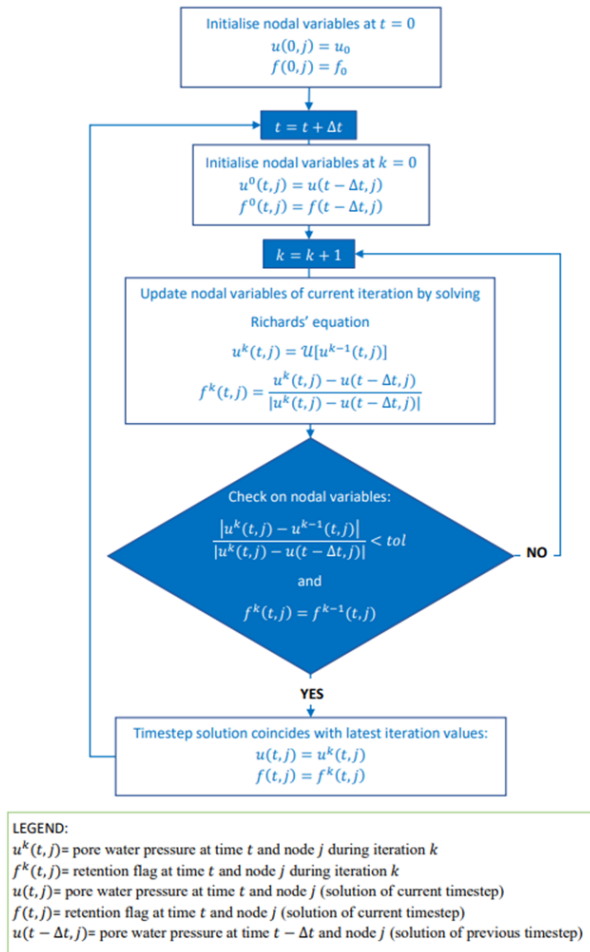
dove α è un parametro del terreno ed u è la pressione interstiziale pari alla suzione cambiata di segno (i.e. $u = -s$). Il regime idraulico nel pendio indefinito parzialmente saturo è quindi calcolato attraverso lo schema alle differenze finite della versione semplificata dell'equazione monodimensionale di Richards (1931), che incorpora $K \cos \beta$ e $\gamma_w \cos \beta$:

$$-n \frac{\partial S_r}{\partial s} \frac{\partial u}{\partial t} = K^{sat} \cos \beta \frac{\partial}{\partial y^*} \left[e^{\alpha u} \left(1 + \frac{1}{\gamma_w \cos \beta} \frac{\partial u}{\partial y^*} \right) \right] \quad (2)$$

dove y^* è la coordinata perpendicolare al pendio, t è il tempo, n è la porosità del terreno.

Il modello di comportamento di ritenzione isteretico utilizzato coincide con quello formulato da Gallipoli et al. (2015): questo modello è scelto perché formulato tramite equazioni in forma chiusa, che possono essere implementate direttamente nell'algoritmo risolutivo dell'Eq. (2). La legge di ritenzione isteretica mette in relazione il grado di saturazione S_r con variazioni di suzione s e di indice dei vuoti e . Per semplicità, nel presente lavoro, il terreno è assunto rigido e l'indice dei vuoti (e di conseguenza la porosità) è considerato costante e pari a uno. Per ulteriori dettagli si faccia riferimento a Gallipoli et al. (2003), Gallipoli (2012), e Gallipoli et al. (2015) con relativo *Corrigendum*.

Il modello di comportamento di ritenzione isteretico è implementato nello schema alle differenze finite, come illustrato in Fig. 1, introducendo un flag di ritenzione nodale f che varia a seconda che la pressione interstiziale in un nodo diminuisca o aumenti. La Fig. 1a mostra il diagramma di flusso dell'algoritmo iterativo dove $u^k(t, j)$ e $f^k(t, j)$ sono la pressione interstiziale e la flag, rispettivamente, al nodo j , tempo t e iterazione k . La flag f è aggiornata ad ogni iterazione a seconda che il valore della pressione interstiziale corrente $u^k(t, j)$ per un fissato nodo j sia maggiore o minore del valore alla fine dello step temporale precedente $u(t - \Delta t, j)$. La procedura iterativa termina quando le due condizioni seguenti sono simultaneamente soddisfatte ad ogni nodo: a) la differenza tra i valori di pressione interstiziale tra le due ultime iterazioni rispetto all'incremento del time step rispetta la tolleranza imposta e b) la flag non cambia nelle ultime due iterazioni. Quest'ultima condizione deve essere soddisfatta, per un fissato step temporale ed ad ogni nodo, per evitare il continuo cambio di percorso mentre l'algoritmo converge alla soluzione. Per ulteriori dettagli sull'algoritmo proposto si faccia riferimento a Bianchi et al. (2024). Lo schema è stato applicato a una sezione perpendicolare del pendio indefinito di Fig. 2b avente spessore L e discretizzata in M nodi equidistanti. Il time step utilizzato è $\Delta t = 1h$. Il paragrafo successivo esplora l'effetto del corrente modello di comportamento di ritenzione isteretico sulla risposta di un pendio indefinito parzialmente saturo ideale soggetto a due diverse perturbazioni.



3. Risultati: effetto dell'isteresi idraulica sulla memoria di stagioni climatiche eccezionali

Nella presente memoria, il precedente algoritmo è utilizzato per simulare le variazioni di pressione interstiziale e grado di saturazione in una sezione del pendio indefinito con inclinazione $\beta = 30^\circ$ e discretizzata in 100 nodi equidistanti (Fig. 2b). La permeabilità satura è fissata a $K^{sat} = 10^{-8} m/s$ ed il valore $\alpha = 10^{-3} kPa$ è utilizzato nella legge di permeabilità relativa descritta nell'Eq. (1). I seguenti parametri per il modello di comportamento di ritenzione isteretico sono stati selezionati dopo un'analisi di sensitività preliminare: $\lambda_s = 1$, $\omega_w = 50 kPa$, $\omega_d = 1000 kPa$, $m_w = 1$, $m_d = 0.1$, $\beta_w = 0.5$ e $\beta_d = 1.5$. La legge di ritenzione reversibile scelta ha la forma di una curva principale i cui parametri sono $\lambda_s = 1$, $\omega_i = 525 kPa$ e $m_i = 0.55$. Per ulteriori dettagli riguardo l'analisi di sensitività e la scelta dei parametri, si faccia riferimento a Bianchi et al. (2024). Alla base del pendio indefinito (i.e. $y^*/L = 0$) è stato imposto il valore fisso $u^b = 0 kPa$, mentre al piano campagna (i.e. $y^*/L = 1$) sono stati imposti i cicli di pressione interstiziale negativa rappresentati in Fig. 2a, che corrispondono all'alternarsi di stagioni ordinarie secche e umide (rappresentate con la linea tratteggiata in Fig. 2a) perturbate da una stagione umida straordinaria e una secca straordinaria (linee blu e rossa, rispettivamente).

secche e umide (rappresentate con la linea tratteggiata in Fig. 2a) perturbate da una stagione umida straordinaria e una secca straordinaria (linee blu e rossa, rispettivamente).

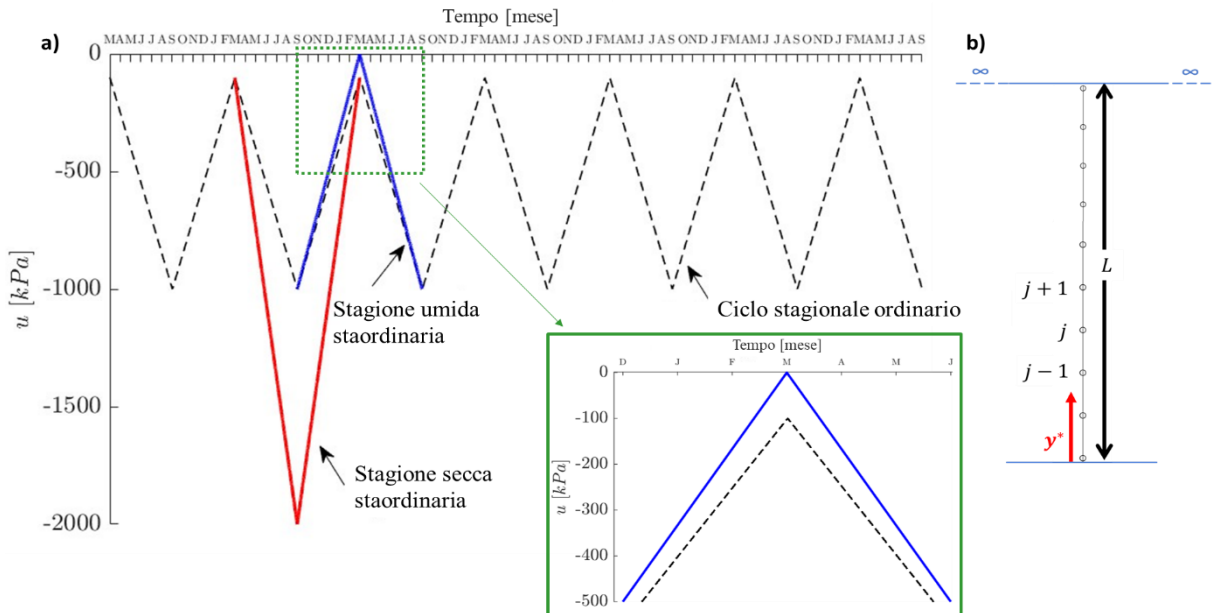


Fig. 2. a) Condizione al contorno applicata alla superficie del pendio: ciclo ordinario in nero, stagione umida straordinaria in blu e stagione secca straordinaria in rosso, b) sezione del pendio indefinito parzialmente saturo.

Di seguito sono riportati gli effetti della “memoria” delle due diverse perturbazioni sui cicli ordinari di pressione interstiziale e grado di saturazione a due differenti profondità (i.e. $y^*/L = 0.3$ e $y^*/L = 0.6$)

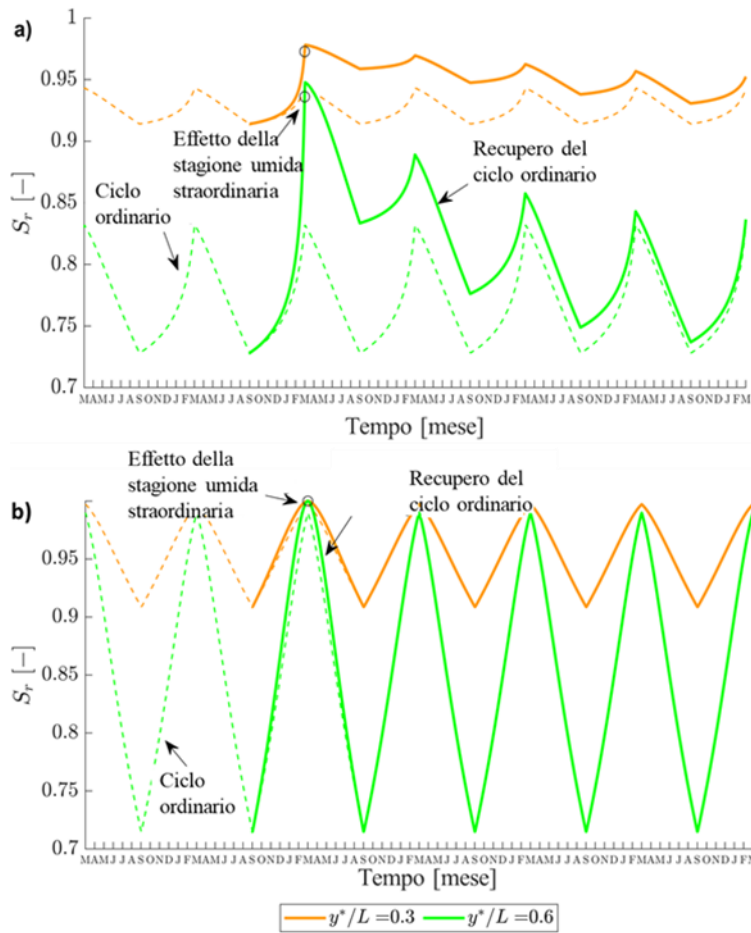


Fig. 3. Effetto della stagione umida straordinaria sull'evoluzione del grado di saturazione a due diverse profondità ($y^*/L = 0.3$ e $y^*/L = 0.6$) in caso di modello del comportamento di ritenzione del terreno: a) isteretico, b) reversibile.

dopo la perturbazione. Nel caso in cui si perturbi il ciclo ordinario con una stagione straordinaria secca, il modello isteretico stima una diminuzione del grado di saturazione (Fig. 4a) che è più piccola rispetto alla risposta del modello reversibile alla stessa perturbazione (Fig. 4b). Tuttavia, anche in questo caso, il recupero del ciclo ordinario, in caso di comportamento isteretico del terreno, richiede più tempo rispetto al comportamento reversibile.

Per quanto riguarda la variazione delle pressioni interstiziali, il comportamento tra i due modelli risulta essere simile in entrambi i casi di condizioni al contorno. In Fig. 5 si riporta la variazione delle pressioni interstiziali causata dalla perturbazione della stagione secca straordinaria. Per brevità non si riportano i risultati per la stagione umida straordinaria, in quanto la risposta è qualitativamente simile. La perturbazione della condizione al contorno genera un immediato picco, ma il ciclo ordinario viene immediatamente ripristinato dopo la perturbazione stessa. Tale comportamento è da imputare alla legge di permeabilità relativa scelta, dipendente dal valore di pressione interstiziale. Tuttavia, lo studio dell'effetto della permeabilità relativa sulla risposta del comportamento idraulico del pendio indefinito non è oggetto della presente memoria, ma è in corso di approfondimento.

del pendio indefinito parzialmente saturo, in caso di modello del comportamento di ritenzione isteretico e reversibile. Dalla Fig. 3, si può notare come il ciclo ordinario del grado di saturazione sia più ampio per il modello reversibile (Fig. 3b) rispetto al caso isteretico (Fig. 3a).

Il grado di saturazione subisce una variazione prolungata, dovuta alla perturbazione della stagione umida straordinaria in caso si assuma comportamento isteretico. Infatti, il recupero completo del ciclo ordinario richiede molti anni, al contrario del caso reversibile, in cui è immediato. Questa differenza è data dalla capacità del modello isteretico di considerare la memoria degli stati idraulici precedenti che hanno caratterizzato il terreno e che condizionano la velocità del recupero verso la condizione ordinaria. Questo implica anche che, per un fissato tempo, diversi punti lungo la sezione del pendio possono seguire contemporaneamente percorsi di drying e wetting.

Invece, in caso di legge reversibile il recupero è idealmente immediato

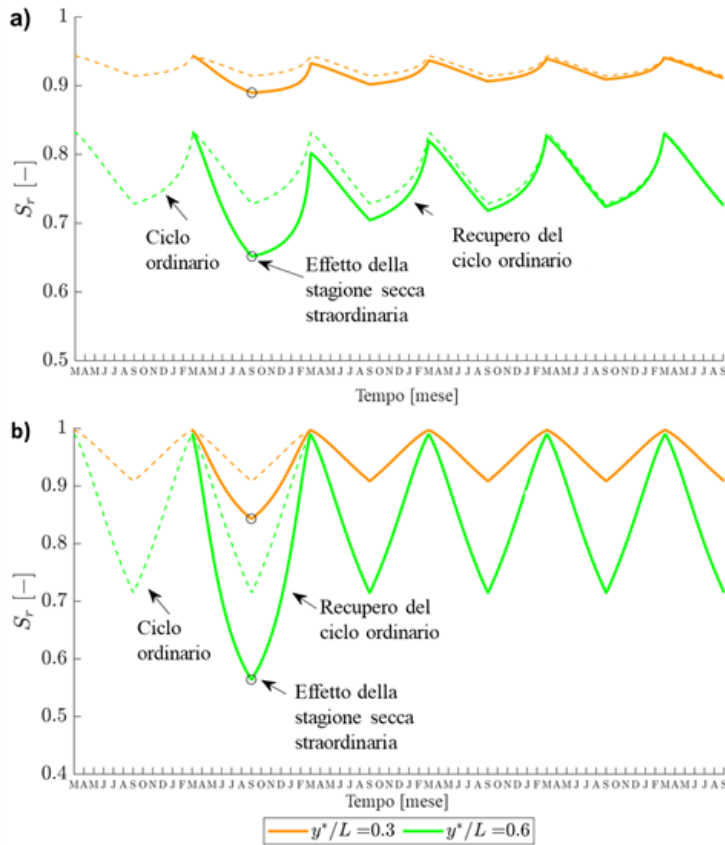


Fig. 4. Effetto della stagione secca straordinaria sull'evoluzione del grado di saturazione a due diverse profondità ($y^*/L = 0.3$ e $y^*/L = 0.6$) in caso di modello del comportamento di ritenzione del terreno: a) isteretico, b) reversibile.

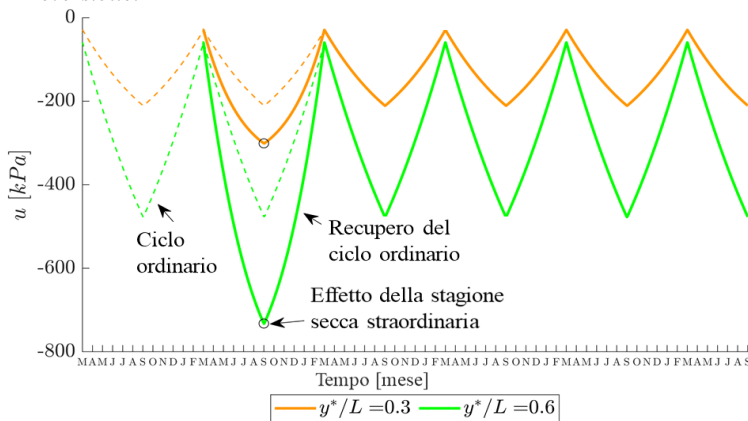


Fig. 5. Effetto della stagione secca straordinaria sull'evoluzione della pressione interstiziale a due diverse profondità ($y^*/L = 0.3$ e $y^*/L = 0.6$) in caso di modello del comportamento di ritenzione del terreno: a) isteretico, b) reversibile.

dall'applicazione della perturbazione, mentre nel caso di comportamento di ritenzione reversibile è immediato. Pertanto, se si considera la natura isteretica del terreno, la "memoria" di una stagione umida o secca straordinaria si annulla solo dopo un periodo relativamente lungo di stagioni ordinarie. A differenza del grado di saturazione, il ciclo ordinario delle pressioni interstiziali si ripristina rapidamente dopo la perturbazione, indipendentemente dalla legge di ritenzione considerata. Infine, i risultati della modellazione numerica proposta dovrebbero essere validati con dati di pressione interstiziale e contenuto d'acqua nel terreno provenienti da campagne di monitoraggio in sito a lungo termine. Purtroppo, però, ad oggi i dati a disposizione degli autori non sono sufficienti per calibrare e validare il presente modello. Per ovviare a questa carenza, è attualmente in corso una campagna di monitoraggio

4. Conclusioni

La presente memoria ha illustrato lo studio degli effetti a lungo termine di una perturbazione del regime idraulico di un pendio indefinito parzialmente saturo. L'evoluzione di pressioni interstiziali negative e grado di saturazione è stata valutata risolvendo la versione semplificata dell'equazione monodimensionale di Richards derivata dal metodo di decomposizione di Bianchi et al. (2022). Il modello di ritenzione isteretico del terreno di Gallipoli et al. (2015) è stato implementato nell'algoritmo alle differenze finite risolutivo dell'equazione di Richards per una sezione trasversale del pendio indefinito parzialmente saturo.

L'applicazione di un ciclo ordinario di pressione negativa alla superficie del pendio ha generato una variazione costante del grado di saturazione e delle pressioni interstiziali all'interno del pendio, la cui ampiezza si riduce all'aumentare della profondità. Nel caso del grado di saturazione, l'ampiezza di queste fluttuazioni è notevolmente diversa se si assumono modelli isteretici o reversibili del comportamento di ritenzione del terreno. Il ciclo stagionale ordinario è stato poi perturbato da due stagioni straordinarie, umida e secca rispettivamente, che hanno prodotto una modifica del regime idraulico ordinario. Nel caso di comportamento di ritenzione isteretico, il ciclo ordinario del grado di saturazione viene recuperato dopo diversi anni

in sito a lungo termine per la raccolta di dati sul contenuto d'acqua, che dovrebbero essere successivamente integrati da misure di pressione interstiziale per creare una base dati adeguata. Ulteriori sviluppi futuri comprendono lo studio dell'influenza di diverse funzioni di permeabilità relativa sul comportamento idraulico del terreno e dell'evoluzione del fattore di sicurezza in caso di comportamento di ritenzione isteretico di pendii indefiniti ideali o pendii reali.

Bibliografia

- Albadri W.M., Noor M.J.M., Alhani I.J. (2021) "The relationship between the shear strength and water retention curve of unsaturated sand at different hydraulic phases", *Acta Geotechnica* 16, 2821–2835.
- Bashir R., Sharma J., Stefaniak H. (2016) "Effect of hysteresis of soil-water characteristic curves on infiltration under different climatic conditions", *Canadian Geotechnical Journal*, 53, 273–284.
- Beber R., Tarantino A., Becker P. (2023) "Climate change adaptation of Elbe river flood embankments via suction-based design", *International Journal of Geomechanics*, 23.
- Bianchi D., Gallipoli D., Bovolenta R., Leoni M. (2022). "Analysis of unsaturated seepage in infinite slopes by means of horizontal ground infiltration models", *Géotechnique*, 74(8), 820-828.
- Bianchi, D., Gallipoli, D., Bovolenta, R., Leoni M. (2024) "Long-term "memory" of extraordinary climatic seasons in the hysteretic seepage of an unsaturated infinite slope", *Acta Geotechnica*
- Bonan G. (2019) *Climate change and terrestrial ecosystem modeling*. Cambridge University Press, Cambridge.
- Celia M.A., Bouloutas E.T., Zarba R.L. (1990) "A general mass-conservative numerical solution for the unsaturated flow equation", *Water Resources Research*, 26, 1483–1496.
- Comegna L., Damiano E., Greco R., Olivares L., Picarelli L. (2021) "The hysteretic response of a shallow pyroclastic deposit", *Earth System Science Data*, 13, 2541–2553.
- Comegna L., Rianna G., Lee S.G., Picarelli L. (2016) "Influence of the wetting path on the mechanical response of shallow unsaturated sloping covers", *Computers and Geotechnics*, 73, 164–169.
- Farthing M.W., Ogden F.L. (2017) "Numerical solution of Richards' equation: a review of advances and challenges", *Soil Science Society of America Journal*, 81, 1257–1269.
- Fusco F., Bordoni M., Tufano R., Vivaldi V., Meisina C., Valentino R., Bittelli M., De Vita P. (2022) "Hydrological regimes in different slope environments and implications on rainfall thresholds triggering shallow landslides", *Natural Hazards*, 114, 907–939.
- Gallipoli D. (2012) "A hysteretic soil-water retention model accounting for cyclic variations of suction and void ratio", *Geotechnique* 62, 605–616.
- Gallipoli D., Bruno A.W., D'Onza F., Mancuso C. (2015) "A bounding surface hysteretic water retention model for deformable soils", *Géotechnique*, 65, 793–804.
- Gallipoli D., Wheeler SJ, Karstunen M (2003) "Modelling the variation of degree of saturation in a deformable unsaturated soil", *Géotechnique*, 53, 105–112.
- Hu R., Hong J.M., Chen Y.F., Zhou C.B. (2018) "Hydraulic hysteresis effects on the coupled flow–deformation processes in unsaturated soils: numerical formulation and slope stability analysis", *Applied Mathematical Model* 54, 221–245.
- Ma K.C., Tan Y.C., Chen C.H. (2011) "The influence of water retention curve hysteresis on the stability of unsaturated soil slopes", *Hydrological Processes*, 25, 3563–3574.
- Miao F., Wu Y., Li L., Tang H., Xiong F. (2020) "Weakening laws of slip zone soils during wetting–drying cycles based on fractal theory: a case study in the three Gorges reservoir (China)", *Acta Geotechnica*, 15, 1909–1923.
- Nguyen T.S., Likitlersuang S. (2019) "Reliability analysis of unsaturated soil slope stability under infiltration considering hydraulic and shear strength parameters", *Bulletin of Eng. Geology Environment*, 78, 5727–5743.
- Paniconi C., Putti M. (1994) "A comparison of Picard and Newton iteration in the numerical solution of multidimensional variably saturated flow problems", *Water Resources Research*, 30, 3357–3374.
- Richards L.A. (1931) "Capillary conduction of liquids through porous mediums", *Physics*, 1, 318–333.
- Rouainia M., Helm P., Davies O., Glendinning S. (2020) "Deterioration of an infrastructure cutting subjected to climate change", *Acta Geotechnica*, 15, 2997–3016.
- Stoffel M., Tiranti D., Huggel C. (2014) "Climate change impacts on mass movements—case studies from the European Alps", *Science of The Total Environment*, 493, 1255–1266.
- Tan Y.C., Ma K.C., Chen C.H., Ke K.Y., Wang M.T. (2009) "A numerical model of infiltration processes for hysteretic flow coupled with mass conservation", *Irrigation and Drainage*, 58, 366–380.
- Yang C., Sheng D.C., Carter J.P. (2011) "Numerical modelling of hydraulic hysteresis in unsaturated soil covers". Proc. 13th Int. Conf. of the IACMAG, Melbourne, 741–746.



ANALISI PARAMETRICHE PER LA PROGETTAZIONE DI RETI IBRIDE E ATTENUATORI PER LA PROTEZIONE DALLA CADUTA MASSI MEDIANTE APPROCCIO BASATO SULLA RELIABILITY ANALYSIS (RBD)

Maria Teresa Carriero, Maria Migliazza, Federico Vagnon

Politecnico di Torino

maria.carriero@polito.it, maria.migliazza@polito.it, federico.vagnon@polito.it

Anna Maria Ferrero, Gessica Umili

Università di Torino

anna.ferrero@unito.it, gessica.umili@unito.it

Sommario

L'approccio di progettazione convenzionale per le strutture geotecniche presentato nell'Eurocodice 7 (EC7) mostra delle limitazioni quando si tratta di opere per la protezione da caduta massi. Per superare queste limitazioni, in questo articolo si propone l'applicazione della Progettazione Basata sulla Reliability Analysis (RBD), che descrive la relazione tra le azioni e la resistenza del sistema attraverso la definizione di un indice di affidabilità. In questo lavoro, particolare attenzione è stata data a strutture innovative di protezione contro la caduta massi, come reti ibride e/o attenuatori. La definizione della resistenza del sistema per strutture come gli attenuatori o le reti ibride è ancora un punto di studio poiché, sebbene questi tipi di strutture siano già stati applicati in tutto il mondo, manca ancora la conoscenza della metodologia di progettazione. In questo contesto, la modellazione numerica rappresenta una soluzione potente per riprodurre il comportamento di queste strutture soggette a impatti dinamici e analizzare quali parametri influenzano maggiormente la risposta del sistema.

1. Introduzione

L'approccio progettuale convenzionale di qualsiasi tipo di opera di protezione passiva volta a ridurre il rischio associato alla caduta massi è di tipo energetico: l'energia cinetica totale del blocco in caduta in una determinata posizione della sua traiettoria (azione, nella terminologia Limit State Design (LSD)) deve essere confrontata con la massima capacità di assorbimento di energia dell'opera di protezione (resistenza, nella terminologia LSD). L'approccio LSD, implementato nell'Eurocodice 7 (EC7), mostra alcune limitazioni nel caso di problemi geotecnici non convenzionali, come i fenomeni di caduta massi, poiché non vengono considerati i parametri principali di questi sistemi. Per superare queste limitazioni, una soluzione proposta è l'applicazione degli approcci RBD (Reliability Based Design) attraverso la definizione di un indice di affidabilità, uno strumento utile e complementare all'approccio LSD per fornire alle strutture geotecniche una probabilità di rottura uniforme. L'approccio RBD si occupa della relazione tra le azioni che un sistema deve sostenere e la capacità del sistema di sostenerle. Questo è particolarmente utile per le nuove opere di protezione da caduta massi, come le reti ibride e gli attenuatori, dove il processo dinamico di arresto o rallentamento di un blocco in caduta è significativamente più complesso in termini di approccio progettuale rispetto al caso di una tradizionale barriera flessibile.

A tal fine la modellazione numerica rappresenta una soluzione potente per riprodurre il comportamento di queste strutture soggette a impatti dinamici a diversi livelli di energia cinetica. In questo documento vengono riportati i risultati di simulazioni numeriche 3D con il software FEM ABAQUS, partendo da

modelli semplificati per identificare quali parametri influenzano maggiormente la risposta del sistema.

2. Stato dell'arte: Reti Ibride e Attenuatori

Gli attenuatori e le reti ibride rappresentano un oggetto di studio significativamente più complesso rispetto alle barriere flessibili tradizionali. Questi sistemi consistono in una struttura di intercettazione che dissipa la maggior parte dell'energia d'impatto e una sezione terminale che garantisce che il masso venga portato nella posizione desiderata (Figura 1). Specificamente, questi sistemi catturano e trattengono il blocco in una rete deformabile, dissipando la sua energia cinetica (parzialmente negli attenuatori e totalmente nelle reti ibride), costringendolo lungo una traiettoria vicina al suolo e guidandolo verso un'area di raccolta (Cerro et al., 2016).

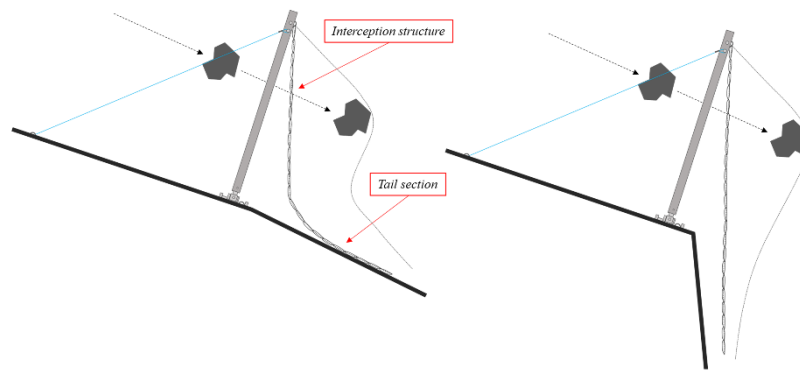


Fig 1. Rappresentazione schematica di reti ibride/attenuatori.

Nella letteratura sono elencati diversi metodi e approcci di analisi riguardanti sia il problema di interazione tra blocco e sistema nelle fasi di impatto e post-impatto, sia la fase di progettazione, in cui un ingegnere è chiamato a decidere in modo accorto e funzionale quale tipo di opera utilizzare, come posizionarla e come dimensionarla (Glover et al., 2016; Hoffman, 2019).

3. Progettazione di Barriere ibride/Attenuatori mediante approccio basato sulla reliability analysis (RBD)

Per i problemi di meccanica delle rocce, come la caduta di massi, l'uso dei fattori parziali (l'approccio progettuale implementato nell'Eurocodice 7, EC7) è complicato e non indica la probabilità di fallimento. Applicare gli stessi fattori parziali a problemi diversi con differenti livelli di incertezza porta a livelli diversi di probabilità di fallimento (Low e Phoon, 2014; Vagnon et al., 2020).

Per superare queste limitazioni, la progettazione RBD svolge un ruolo complementare nella valutazione delle incertezze legate alla progettazione delle strutture. L'approccio RBD si occupa della relazione tra le azioni che un sistema deve sopportare e la capacità del sistema di sopportarle. Sia le azioni che le resistenze sono influenzati da incertezze e, conseguentemente, il risultato della loro interazione è anch'esso incerto (Baecher e Christian, 2013).

I risultati delle analisi RBD sono espressi dalle coordinate del punto di progetto, x^* , e dall'indice di affidabilità β , che può essere correlato alla probabilità di rottura, P_f , definita come (1):

$$P_f \approx 1 - \Phi(\beta) = \Phi(-\beta) \quad (1)$$

dove Φ è la funzione di probabilità cumulativa normale.

Fisicamente, il punto di progetto indica la tangenza dell'ellissoide di dispersione espandente con la superficie definita dal criterio di rottura. Pertanto, l'indice β è calcolato minimizzando la forma quadratica tangente alla superficie dello stato limite nel punto di rottura più probabile (x^* , punto di progetto).

Così, fissando l'indice β , la probabilità di rottura rimane la stessa, indipendentemente dal tipo di problema e dal livello di incertezza parametrica. Tuttavia, poiché l'approccio RBD richiede l'esecuzione di analisi statistiche avanzate, la principale limitazione del metodo è la limitata disponibilità di dati per definire le distribuzioni di probabilità delle variabili considerate. Sono necessari ampi set di dati di alta qualità, condizione generalmente non sempre a disposizione nei problemi inerenti gli ammassi rocciosi. In particolare, facendo riferimento alle strutture di protezione contro la caduta massi, la loro progettazione si basa sull'assunzione che l'energia trattenuta dal blocco venga istantaneamente e completamente trasferita alla barriera all'atto dell'impatto. Di conseguenza, questo tipo di struttura è progettato con un "approccio energetico", confrontando l'energia cinetica dei blocchi in movimento con l'energia che la barriera è in grado di assorbire. Sotto queste condizioni la funzione di prestazione per l'analisi RBD può essere impostata come segue (3) (Vagnon et al., 2020):

$$g(x) = R_B - E_p = 0 \quad (2)$$

dove R_B è la resistenza della barriera espressa in termini energetici e E_p è l'energia potenziale. Dall'equazione (2) si può notare che è di fondamentale importanza definire, da un lato, la distribuzione di probabilità dell'azione a cui il sistema sarà sottoposto e, dall'altro lato, la distribuzione di probabilità sulla capacità di assorbimento dell'energia del sistema stesso.

La definizione della resistenza del sistema per strutture come gli attenuatori o le reti ibride è ancora un punto di studio ed è essenziale analizzare la risposta del sistema attraverso prove su larga scala e approcci numerici che possono mettere in evidenza quali parametri influenzino maggiormente il suo comportamento.

4. Modellazione numerica 3D di Reti Ibride/Attenuatori: analisi parametriche

La modellazione numerica è uno strumento utile per studiare il comportamento di strutture complesse, come gli attenuatori e le reti ibride, che sono composte da molti elementi che lavorano insieme sotto carichi impulsivi e condizioni dinamiche. Le prove sul campo sono necessarie per ottenere un'idea dettagliata del comportamento di queste strutture, ma sono lunghe e costose, specialmente se ogni nuovo cambiamento nel progetto deve essere studiato sperimentalmente (Escallon et al., 2015).

Per analizzare l'influenza della variazione dei diversi parametri geometrici della struttura e cinematici del blocco (la lunghezza libera del pannello, inclinazione del versante, rotazione del blocco) sulla risposta del sistema, sono state effettuate dell'analisi parametriche utilizzando un modello 3D in campo dinamico esplicito (ABAQUS-Explicit) (Fig. 2). Il modello riproduce una struttura composta longitudinalmente da tre moduli sostenuta da montanti e ancoraggi di monte e laterali. La struttura di intercettazione è costituita da un pannello deformabile sostenuto da un cavo trasversale superiore, mentre nella parte inferiore è libera e adagiata a valle lungo il versante.

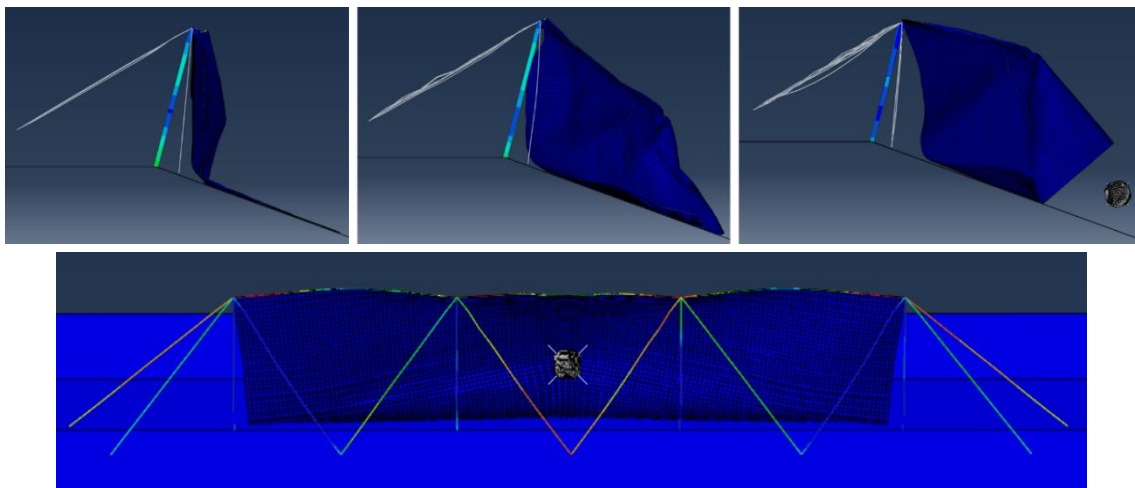


Fig 2. Modello 3D del sistema rete ibrida/attenuatore.

Il comportamento dei singoli elementi costituenti il sistema è stato definito attraverso simulazioni numeriche di prove sperimentali (es. prove di punzonamento e trazione sul pannello di rete). Queste prove sono state prese in considerazione con l'obiettivo di simulare il comportamento del pannello di rete mediante una membrana equivalente al fine di ridurre il numero di elementi all'interno del modello e ridurre il tempo computazionale delle analisi dinamiche (Mentani et al (2018), Thoeni et al. (2013). Lo schema geometrico del modello 3D è riportato in Fig. 2 e la Tabella 1 definisce per ogni parte del sistema l'elemento utilizzato nella simulazione numerica in ABAQUS.

Tab 1. Elementi utilizzati nel modello 3D nel software ABAQUS

Componente	Elemento FEM/Comportamento
Pannello di rete	MEMBRANA M3D4R: A 4-node quadrilateral membrane, reduced integration, hourglass control. ELASTOPLATIC
Cavi	TRUSS T3D2: A 2-node linear 3-D truss – ELASTIC
Montanti	BEAM B31: A 2-node linear beam in space – ELASTIC
Connessione (cavo superiore/rete)	Tie constraints that tie two separate surfaces together so that there is no relative motion between them.
Connessioni (cavi/montanti)	Join constraints makes the position of two nodes the same, kinematic constraints $u_1=0$, $u_2=0$, $u_3=0$
Contatto (blocco/rete/versante)	General Contact: Normal Behaviour: Hard Contact Tangential Behaviour: Penalty – Friction Coeff
Blocco	Constraint – Rigid Body C3D8R: An 8-node linear brick, reduced integration, hourglass control

Le analisi parametriche condotte mirano a comprendere l'influenza di alcuni parametri sulla risposta del sistema e su quale sia il comportamento del blocco dopo l'impatto e all'uscita. In questo caso sono state considerate le configurazioni riportate in Tabella 2.

Tab 2: Configurazioni analizzate nelle analisi parametriche

Parametri analizzati	
Blocco ed energia cinetica in ingresso [kJ]	1000 kJ, Volume: 1.16 m ³ ; Dimensione. 1.18 m; Velocità: 25 m/s
Coefficiente d'attrito μ (blocco/rete/versante)	0.4
Punto d'impatto	Modulo centrale ad $h/2$, dove h è l'altezza del montante
Inclinazione del vettore velocità in ingresso [°]	20
Inclinazione del versante [°]	20; 60; 90
Lunghezza del pannello [m]	6; 13; 18; 40
Rotazione del blocco all'impatto [giri/sec]	-3; 0; 3

4.1 Risultato delle analisi parametriche

L'inclinazione del versante, la lunghezza del pannello e la rotazione del blocco sono stati analizzati singolarmente, parametro per parametro, analizzando l'energia cinetica traslazionale, rotazionale e totale del blocco in uscita e la dissipazione della stessa, intesa come differenza tra energia in ingresso e in uscita del blocco., calcolata come:

$$Dissipazione E_{TRASL} [\%] = \frac{E_{TOT Ingresso} - E_{TRASL Uscita}}{E_{TOT Ingresso}} \cdot 100 \quad (3)$$

In primo luogo, è stata considerata la diversa inclinazione del versante (20, 60 e 90 gradi) mantenendo costante la lunghezza del pannello (13 m) e non considerando alcuna rotazione del blocco in entrata (0 giri/sec). I risultati riportati in Fig 3 Mostrano che all'aumentare dell'inclinazione del versante, la dissipazione di energia aumenta, l'energia traslazionale in uscita diminuisce e l'energia rotazionale in uscita aumenta. L'influenza della lunghezza del pannello è stata analizzata mantenendo la configurazione di versante a 90° e non considerando la rotazione del blocco (Fig 4)

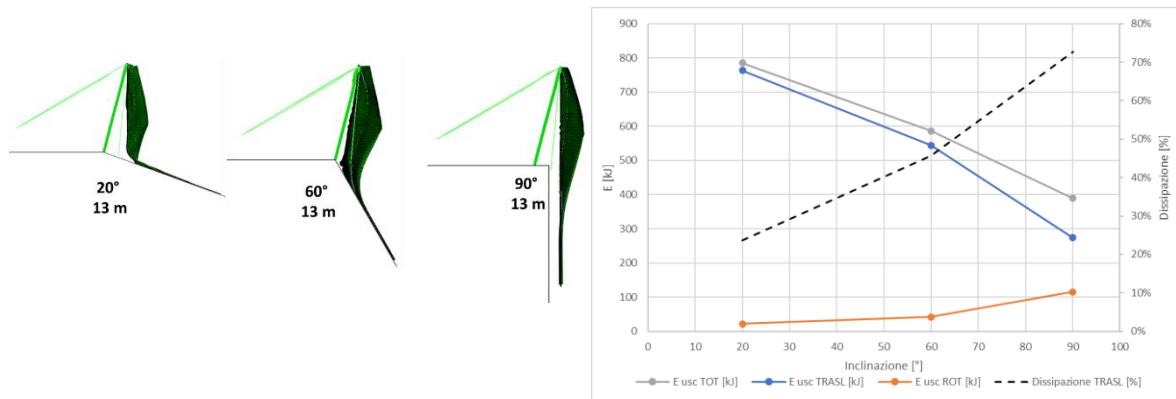


Fig 3. Sinistra) Modello 3D con inclinazione del versante di 20°, 60° e 90°; destra) Risultato delle analisi parametriche: Inclinazione del versante.

Anche per queste analisi sono state considerate le condizioni cinematiche del blocco in uscita ma, in questo caso è stata considerata la sola componente orizzontale dell'energia cinetica traslazionale, al fine di escludere il comportamento di caduta libera del blocco e considerare il solo comportamento di confinamento del blocco dato dal sistema.

In Fig 4 sono riportati i risultati che evidenziano come all'aumentare della lunghezza del pannello: la dissipazione aumenta tra i 6 e i 18 m e si attesta tra i 18 e i 40 m; l'energia traslazionale orizzontale diminuisce tra i 6 e i 18 metri e si attesta tra i 18 e i 40 metri; l'energia rotazionale aumenta tra i 6 e i 13 metri e si mantiene costante tra i 18 e i 40 metri.

In fine, è stata considerata una rotazione del blocco iniziale oraria e antioraria, mantenendo la configurazione di versante a 20° e pannello di lunghezza 13 m (Fig 5). Le caratteristiche cinematiche analizzate sono le stesse che sono state considerate in precedenza. Dalla Fig 5 si osserva che la dissipazione è maggiore considerando una rotazione oraria del blocco (3 giri/sec) e minore per quella antioraria (-3 giri/sec); l'energia traslazionale in uscita è maggiore in corrispondenza del modello con rotazione nulla, 0 giri/sec; l'energia rotazionale in uscita è maggiore per rotazione antioraria del blocco (-3 giri/sec) e si mantiene costante per rotazione oraria e nulla.

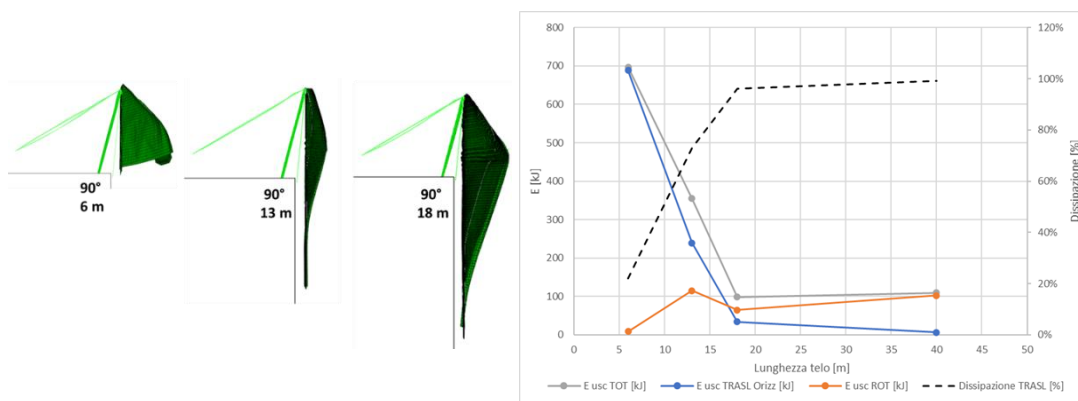


Fig 4. Sinistra) Modello 3D con lunghezza del pannello 6, 13 e 18 m; destra) Risultato delle analisi parametriche: Lunghezza del pannello.

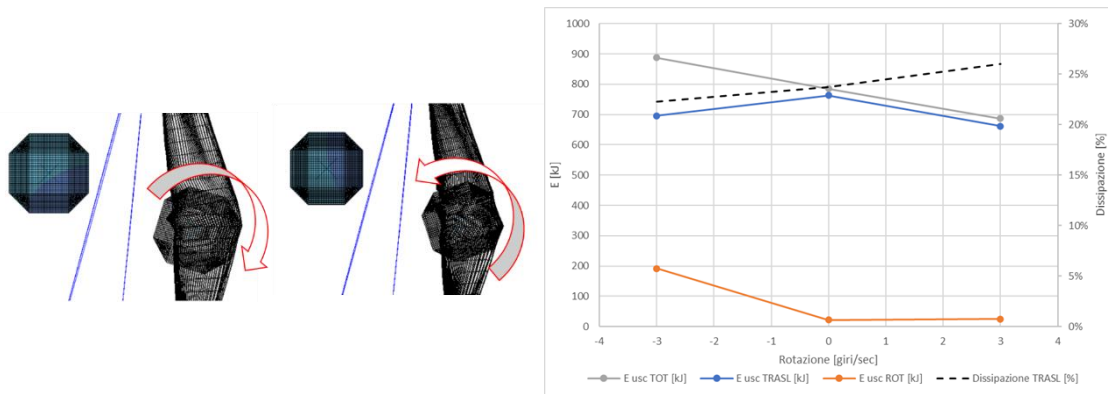


Fig 5. Sinistra) Modello 3D con rotazione oraria e antioraria del blocco; destra) Risultato delle analisi parametriche: Rotazione del blocco.

5. Considerazioni conclusive

In questo documento è stata analizzata l'applicabilità di un approccio di progettazione basato su RBD, per reti ibride e attenuatori. In particolare, la definizione della resistenza del sistema per queste strutture è ancora un punto di studio poiché, sebbene queste siano già state applicate in tutto il mondo, la metodologia progettuale non è ancora ben definita. Pertanto, è necessario studiare e analizzare la risposta del sistema attraverso prove su larga scala e approcci numerici che possono mettere in evidenza quali parametri influenzino maggiormente il suo comportamento

A tal scopo sono state effettuate una serie di analisi parametriche utilizzando un modello 3D semplificato in campo dinamico esplicito (ABAQUS-Explicit), per analizzare l'influenza della variazione di alcuni parametri (lunghezza libera del pannello, inclinazione del versante, rotazione del blocco) sulla risposta del sistema. Queste simulazioni hanno evidenziato come l'inclinazione del versante e la lunghezza del pannello abbiano una forte influenza sulla risposta dissipativa del sistema e che questi parametri devono essere correttamente tenuti in conto per un approccio progettuale basato sulla reliability analysis (RBD). Questo lavoro rappresenta un primo passo verso l'impiego di approcci RBD. Le analisi parametriche sono utili a comprendere quali parametri hanno un maggior impatto sulla risposta del sistema e quindi sono utili per le successive analisi RBD che vengono poi svolte considerando la variazione statistica delle sole variabili influenzanti la risposta, considerando diversi livelli di energia e differenti condizioni di progetto.

Bibliografia

- Baecher, G.B.; Christian, J.T. Reliability and Statistics in Geotechnical Engineering; Wiley: Chichester, UK, 2013, pp. 1–618.
- Cerro, M. Giacchetti, G. Lelli, M. Grimod, A. & Arul, A. 2016. Hybrid rockfall barrier — new design methodology based on the Colorado full-scale test experience, in PM Dight (ed.), APSSIM 2016: Proceedings of the First Asia Pacific Slope Stability in Mining Conference, Australian Centre for Geomechanics, Perth, pp. 393-406. https://doi.org/10.36487/ACG_rep/1604_24_Cerro
- Escallon, J.P. Boetticher, V. Wendeler, C. Chatzi, E. & Bartelt, P. 2015. Mechanics of Chain-Link Wire Nets with Loose Connections. Amsterdam, The Netherlands: Elsevier. <http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2015.07.005>.
- Glover, J. Wyllie, D. & Bucher, R. 2016. Attenuator systems – an old method to deviate rocks but a new testing method for developing a design concept. APSSIM 2016: Proceedings of the First Asia Pacific Slope Stability in Mining Conference, Australian Centre for Geomechanics, Perth, pp. 435-442. https://doi.org/10.36487/ACG_rep/1604_27_Glover.
- Hofmann, H. 2019. Advances in rockfall protection: a preliminary design tool for attenuators. 70th Highway Geology Symposium, October 2019
- Low, B.K.; Phoon, K.K. Reliability-based design and its complementary role to Eurocode 7 design approach. Comput. Geotech. 2015, 65, 30–44. doi:10.1016/j.compgeo.2014.11.011.

- Mentani A, Govoni L, Giacomini A, Gottardi G, Buzzi O (2018) An equivalent continuum approach to efficiently model the response of steel wire meshes to rockfall impacts. *Rock Mech Rock Eng.* <https://doi.org/10.1007/s00603-018-1490-5>
- Thoeni K, Lambert C, Giacomini A, Sloan SW (2013) Discrete modelling of hexagonal wire meshes with a stochastically distorted contact model. *Comput Geotech.* <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2012.10.014>
- Vagnon, F.; Bonetto, S.M.R.; Ferrero, A.M.; Migliazza, M.R.; Umili, G. Rock-Engineering Design and NTC2018: Some Open Questions. *Geotech. Res. Land Prot. Dev.* 2020; 40, 519–528.



MONITORAGGIO DELLA SUZIONE E DEI MOVIMENTI SUPERFICIALI DI UNA COLATA IN ARGILLA: PRIMI RISULTATI

Lucia Coppola

Università degli studi di Napoli "Federico II"

lucia.coppola@unina.it

Luca Pagano

Università degli studi di Napoli "Federico II"

lupagano@unina.it

Gianfranco Urciuoli

Università degli studi di Napoli "Federico II"

gianurci@unina.it

Francesco Silvestri

Università degli studi di Napoli "Federico II"

francesco.silvestri@unina.it

Sommario

L'articolo illustra, attraverso misure di suzione e rotazione acquisite a mezzo di uno strumento prototipale, il tensio-inclinometro, sviluppato presso l'Università di Napoli Federico II, come nella frana di Pietrapertosa l'interazione terreno-atmosfera giochi un ruolo non trascurabile nel regolare i livelli di suzione delle zone più superficiali, determinando valori quasi mai coerenti con la profondità del pelo libero della falda (inteso come frontiera del dominio di pressioni interstiziali positive), in quanto la suzione è continuamente perturbata dal flusso di vapor d'acqua in uscita. Il contributo si propone di cogliere, attraverso la misura contestuale dei gradienti di spostamento superficiali e di suzione, il tipo di cinematismo di frana in atto.

1. Introduzione

La diagnosi dei principali meccanismi che regolano l'evoluzione di una frana in argilla è notoriamente propedeutica all'individuazione delle strategie di intervento più efficaci per contrastarne il movimento. Precedenti lavori di ricerca sulle frane lente in formazioni argillose (p.es. Picarelli et al., 2005) considerano la fluttuazione del regime di pressioni interstiziali il fattore maggiormente condizionante le dinamiche di arresto-riattivazione della massa instabile, nonché le caratteristiche che, in caso di riattivazione, assume il cinematismo di frana, se di scorrimento traslativo o di colata. Il regime delle pressioni interstiziali si può rappresentare attraverso la profondità del piano di falda, inteso come frontiera superiore del dominio delle pressioni interstiziali positive, e la direzione del flusso. Tale profondità, oltre a definire la distribuzione dei livelli positivi di pressione, considerati determinanti nell'evoluzione del fenomeno, individua anche lo spessore della zona superficiale soggetta a suzione. Lo spessore di tale zona e i livelli di suzione ad essa associati regolano presumibilmente i caratteri che assume la cinematica della frana, almeno nella sua parte più superficiale. Rigidezze distorsionali basse,

indotte da bassi livelli di suzione (alcuni kPa), inducono infatti una cinematica con stile di colata, mentre al contrario rigidità elevate, connesse con livelli di suzione elevati (decine di kPa), favoriscono una cinematica con stile di scorrimento. Non di rado le colate in argilla vengono monitorate o tenute sotto osservazione quando il piano di falda è ubicato a diversi metri di profondità. In questi casi, la risalita capillare al di sopra della falda comporterebbe di per sé livelli di suzione nelle zone superficiali di diverse decine di kPa, non compatibili con una cinematica che lascia presupporre una bassa consistenza della fascia di terreno superficiale, che scorre con stile di flusso. Livelli di suzione molto più bassi rispetto a quelli meramente riconducibili alla profondità del pelo libero della falda, coerenti con un cinematismo di colata, possono però essere determinati da altri fattori, quali, ad esempio, i flussi di interazione tra il terreno e l'atmosfera.

In relazione al comportamento di depositi di argilla suscettibili di fenomeni di frana, l'interazione terreno-atmosfera è una fenomenologia ancora poco trattata dalla letteratura. La bassa conducibilità idraulica che caratterizza i materiali coinvolti induce a considerare di bassa entità, e dunque trascurabili, i flussi di interazione, tanto in uscita (evaporazione) quanto in entrata (infiltrazione di precipitazioni). È bene tuttavia osservare che i fenomeni evaporativi, anche se agenti ad intensità basse, si verificano in tutti i periodi dell'anno caratterizzati da assenza di pioggia e possono, proprio in virtù della loro persistenza, dar luogo a cumuli di vapor d'acqua in uscita significativi in relazione alla loro capacità di incrementare i livelli di suzione. I fenomeni evaporativi sono peraltro favoriti dall'incremento di superficie evaporante che si genera a piano campagna nei periodi asciutti per effetto dell'innalzamento dei livelli di suzione. Le conseguenti contrazioni da essiccamento causano infatti fratture diffuse in superficie, con aperture anche centimetriche e profondità variabili da pochi centimetri a circa 1 m. La formazione di fratture incrementa per lunghi periodi anche l'infiltrazione potenziale nel deposito, poiché consente all'acqua di precipitazione di essere immagazzinata nel volume occupato dalle fratture, per poi lentamente disperdersi verso il basso nel materiale integro, con tempi regolati dalla bassa conducibilità idraulica del terreno.

La presenza di irregolarità morfologiche del piano campagna, con zone di forma convessa alternate a zone di forma concava, tende ad esaltare i flussi di interscambio secondo meccanismi del tutto coerenti con quelli attivati dalle fratture: incremento della superficie evaporante e formazione di un "serbatoio superficiale" di immagazzinamento nelle zone convesse (in genere in contropendenza), in grado di incrementare l'infiltrazione potenziale.

La conseguenza diretta dei flussi di interazione tra terreno e atmosfera è la modifica nel tempo dei livelli di suzione superficiale rispetto alla condizione di regime dettata dal livello di falda. Nell'ambito della presente nota si presentano e si interpretano le evoluzioni di suzione e dei gradienti di spostamento osservati nello strato superficiale di un pendio in argilla ubicato in località Pietrapertosa (PZ) e recentemente interessato dalla riattivazione di una frana già documentata a inizio secolo. L'intervallo temporale delle osservazioni è di circa un anno. Lo strumento di monitoraggio adottato è il tensio-inclinometro. Esso, sviluppato in una precedente attività di ricerca (Coppola et al., 2022), è costituito da un'asta tensiometrica e da un accelerometro che misurano, rispettivamente e contestualmente, suzione e inclinazione, nel presupposto che tra le due grandezze fisiche possa sussistere un nesso causale dipendente dalla cinematica che assume la frana.

La nota dapprima sintetizza il caso-studio, poi descrive le principali caratteristiche dello strumento e del sistema di monitoraggio, infine illustra e commenta i primi risultati delle osservazioni.

2. Il caso di studio

Il caso di studio, ubicato nel cuore dell'Appennino Lucano in località Pietrapertosa (Figura 1a), rappresenta un tipico esempio di frana in argilla che, nel coinvolgere le facies del Flysch miocenico del Gorgoglione e le Argille Varicolori (Vassallo et al., 2022), può assumere, in dipendenza della zona e del periodo dell'anno considerati, una cinematica di scorrimento o di colata, almeno per quanto riguarda la parte più superficiale, con spessore dell'ordine di un metro. L'area instabile (Figura 1b) presenta una

geometria in pianta caratterizzata da una zona apicale, seguita da uno sviluppo triangolare che si estende in larghezza fino a 70 m, per poi evolvere irregolarmente verso valle per complessivi 300 m di lunghezza. L'area in frana è attraversata al piede dalla Strada Provinciale SP13 di collegamento tra la S.S. Basentana e il centro abitato di Pietrapertosa. La stessa strada attraversa in ascesa l'area in frana una seconda volta, separando una sotto-area di monte (A-B, Figura 1b) da una di valle (B-C, Figura 1b). A vista, il cinematisma risulta di scorrimento nella zona apicale (punto A in Figura 1b), con presenza di una scarpa di distacco di altezza variabile tra 1 e 2 m (Figura 1c). A valle (tra i due attraversamenti della SP13, punti B e C) il sensibile rimaneggiamento del materiale affiorante evidenzia al contrario un cinematisma di colata. Tra i punti A e B, a vista il cinematisma risulta incerto.

Lungo il secondo attraversamento della SP13 è stata realizzata da alcuni anni una paratia di pali in corrispondenza del ciglio di valle della strada. Tale opera ha ridotto notevolmente le velocità di movimento nella zona di monte (A-B, Figura 1b). La zona posta a valle dell'opera (B-C, Figura 1b) ha al contrario subito evoluzioni cinematiche significative, con velocità di movimento che in alcuni periodi hanno raggiunto valori di circa 1m/mese. In corrispondenza dell'opera (zona B) è avvenuto il progressivo distacco della massa instabile dalla parete di calcestruzzo, mentre al piede della frana (zona C) si sono verificati ripetuti fenomeni di invasione della SP13.

I sondaggi stratigrafici hanno evidenziato fino alla profondità di circa 8 m la presenza di argille limose o con limo lievemente rimaneggiate e plastiche, sovrimposte ad uno strato di argilla marnosa che passa a marna alla profondità di 20 m. Le misure inclinometriche hanno individuato due superfici di scorrimento attive rispettivamente alle profondità di 5 e 13 m. I movimenti lungo le due superfici individuate sono di scorrimento traslativo, per cui l'aspetto morfologico tipico delle colate potrebbe derivare da un movimento di flusso limitato al primo metro di materiale coinvolto. Durante i periodi secchi la zona A-B è stata interessata dalla formazione di diffuse fratture superficiali, di apertura da millimetrica a centimetrica ed approfondite fino a 1m (Figura 1d).

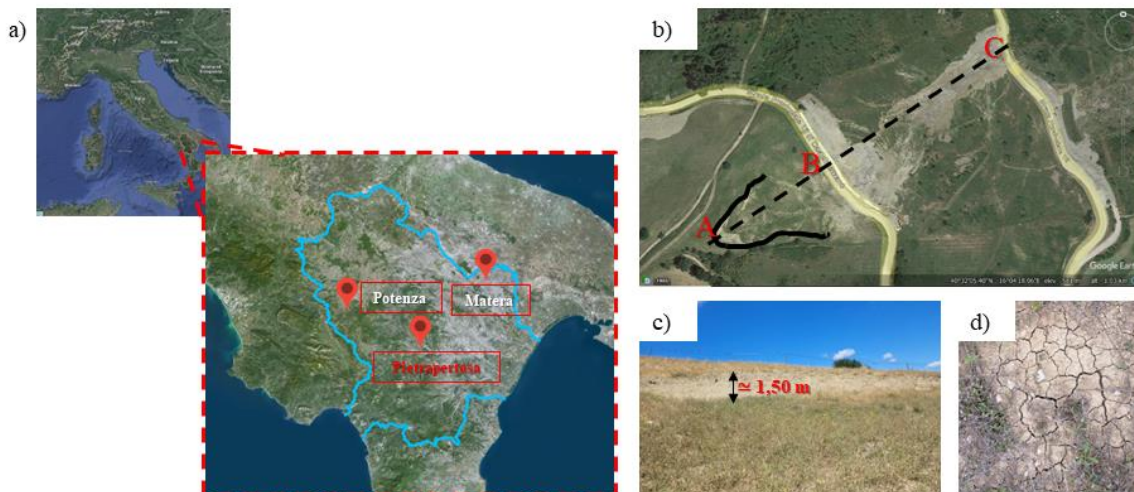


Fig. 1. a) area di studio, b) veduta dall'alto dell'area di studio ed indicazione della Strada Provinciale 13, c) focus sulla parte a quota maggiore dell'area instabile ed indicazione della profondità della scarpata, d) focus sulle fratture presenti in superficie nella parte instabile.

3. Strumento di monitoraggio

Come accennato nell'introduzione, il tensio-inclinometro è costituito da un'asta tensiometrica, corredata all'estremità inferiore di una pietra porosa per la misura della suzione e all'estremità superiore di un accelerometro per la misura dell'inclinazione (Figura 2a).

Per lo sviluppo del tensio-inclinometro è stato modificato un tensiometro commerciale (UMS GmbH, 2021) che consente di misurare valori di pressione interstiziale nell'intervallo compreso tra -85 e +100 kPa. I sensori e i dispositivi elettronici necessari all'acquisizione, la digitalizzazione, l'archiviazione e la trasmissione dei dati di pressione interstiziale, di pressione dell'aria e di inclinazione sono contenuti in un chip semiconduttore, alloggiato in una scatola metallica fissata meccanicamente all'asta tensiometrica (Figura 2b). L'accelerazione statica cui è sottoposta l'asta tensiometrica è acquisita da un accelerometro capacitivo (basato su tecnologia MEMS). Esso misura le componenti dell'accelerazione gravitazionale correntemente attivate durante la rotazione. L'intero strumento è alimentato attraverso una batteria al litio ad alta densità di carica volumetrica (Figura 2b), che garantisce una lunga durata di funzionamento e consente di minimizzare le dimensioni della scatola metallica.

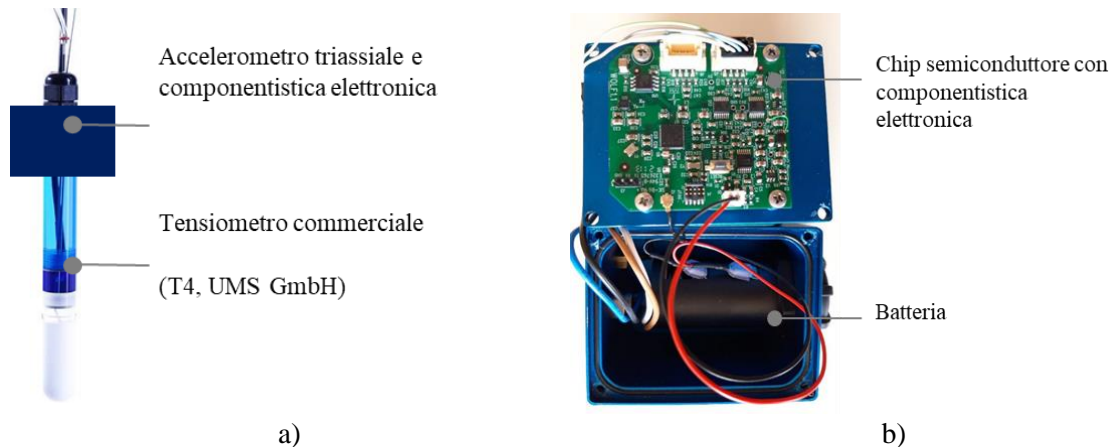


Fig 2. a) schema di tensio-inclinometro, b) veduta interna della scatola metallica

4. Risultati del monitoraggio

Nella zona di monte del corpo di frana, in corrispondenza della linea baricentrica, sono stati installati tre tensio-inclinometri (Figura 3), approfonditi tutti di circa 50 cm nel sottosuolo. Gli strumenti sono stati installati nel mese di maggio 2022 e l'attività di monitoraggio è a tutt'oggi in corso. Nel seguito si presentano (Figure 4 e 5) alcuni risultati parziali, acquisiti durante il primo anno di attività. Essi sono rappresentati come evoluzione di suzione e rotazione, in associazione alle precipitazioni giornaliere (misurata e registrata dal pluviometro di Potenza). Nella rappresentazione delle rotazioni, le variazioni positive corrispondono all'estremità superiore che si sposta verso valle in misura maggiore rispetto a quella inferiore.

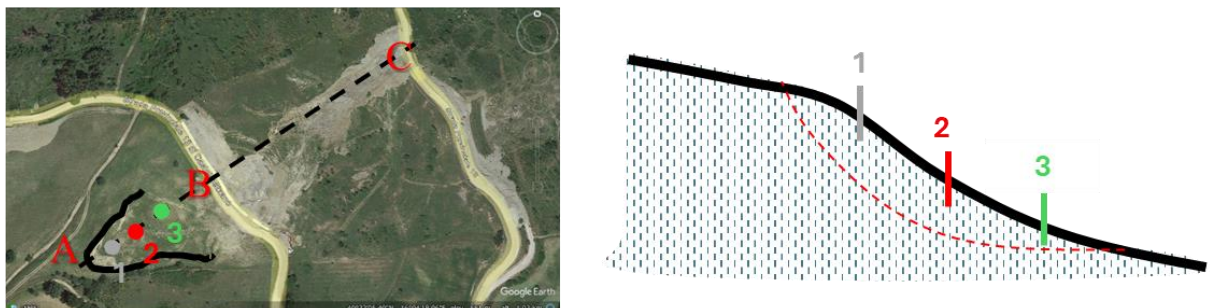


Fig 3. Indicazione dell'ubicazione dei tensio-inclinometri

Le Figure 4a,b rappresentano le misure acquisite nel periodo estivo. È possibile notare come i livelli di suzione oscillino tra pochi kPa e circa 70 kPa, senza mai tuttavia oltrepassare la soglia di cavitazione del tensiometro. I livelli di suzione più elevati si verificano nel mese di luglio, quando le precipitazioni

sono quasi del tutto assenti. In agosto quattro distinte fasi piovose hanno ridotto repentinamente la suzione, abbattendola a valori prossimi allo zero. È possibile notare come le evoluzioni di suzione si modificano rapidamente sotto l'effetto delle precipitazioni, probabilmente proprio in virtù del citato quadro di fratture presenti nel periodo siccitoso, estese fin quasi alla profondità dei punti di misura.

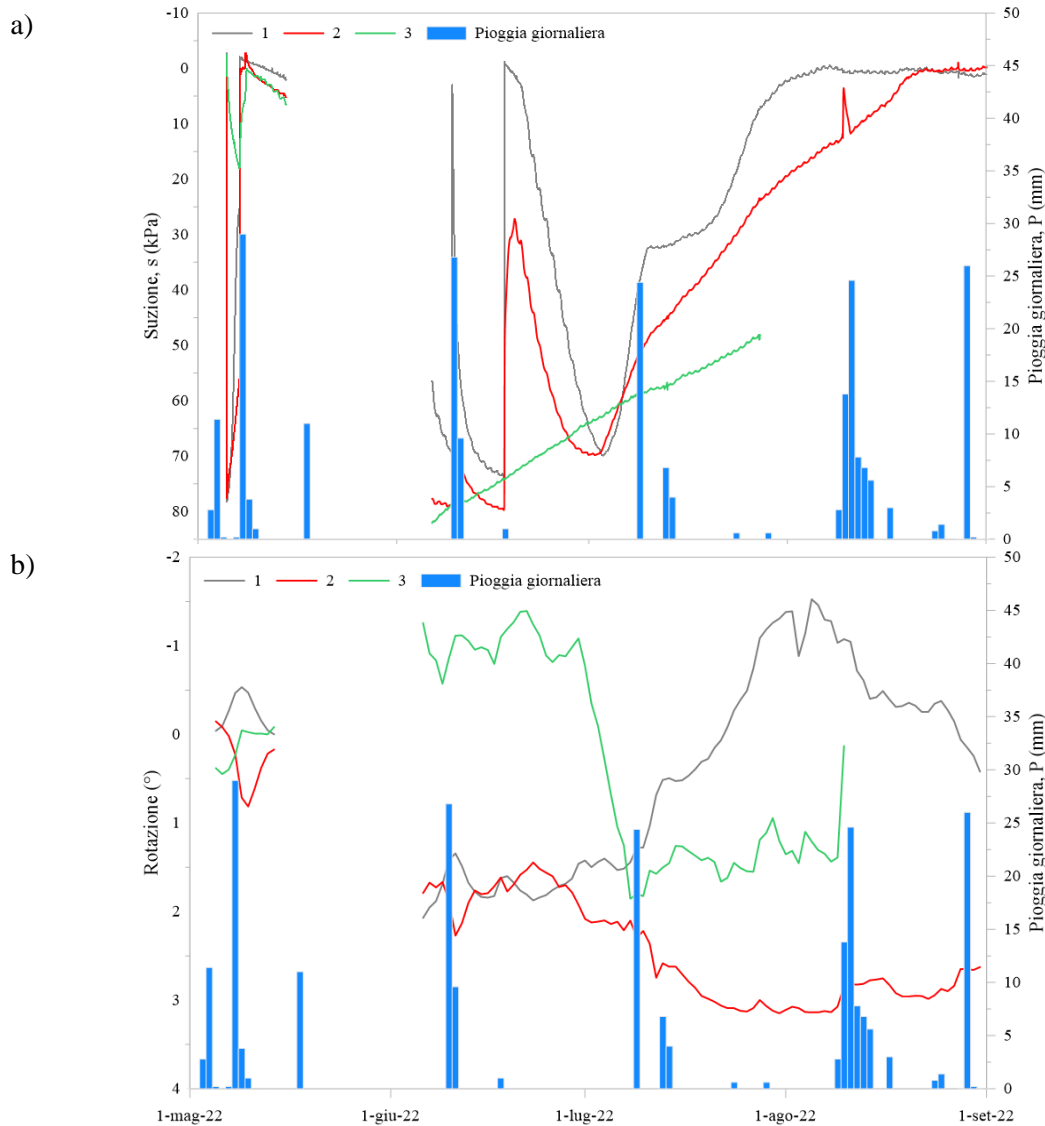


Fig 4. Evoluzione di suzione (a) e rotazione (b) registrata dai tre tensio-inclinometri durante il periodo estivo.

Misure di pressione positiva realizzate con celle piezometriche e piezometri Casagrande installati fino a 10 m di profondità indicano l'esistenza di un moto di filtrazione orientato verso il basso, per cui la distribuzione di pressione neutra è men che idrostatica. La profondità delle colonne di acqua nei piezometri varia fra 1.5 m e 4 m dal p.c., nei punti di misura più superficiali, ma la frontiera del dominio delle pressioni interstiziali positive è prossima al p.c. se le misure sono interpretate tenendo conto del moto di filtrazione. Dunque, i valori di suzione registrati oscillano a cavallo del valore di regime imposto dalla posizione della falda in assenza di flussi di interazione del terreno con l'atmosfera.

Le variazioni di rotazione del punto a monte "1" (Figura 4b) risultano palesemente negative durante la fase iniziale e per una significativa riduzione della suzione (prime due decadi di agosto), quasi a segnalare un cinematismo di contro-rotazione di corpo rigido della massa instabile. Successivamente, nella terza decade di agosto, la tendenza si inverte con gli incrementi di rotazione che evolvono in positivo (spostamenti crescenti con la profondità), a segnalare che superficialmente il cinematismo sta

evolvendo in colata. Nella citata fase iniziale di riduzione della suzione, il punto “2” posto più a valle mostra variazioni di rotazione prima di segno positivo e poi di valore medio nullo. Nel periodo considerato il punto “3” di valle presenta variazioni di rotazione mediamente nulle.

Nella stagione invernale (Figura 5a) i livelli di suzione fluttuano intorno allo zero, mostrando una significativa prontezza alle variazioni di condizioni al contorno imposte dalle precipitazioni, per certi versi inaspettata considerando che in tale periodo le fratture superficiali risultano del tutto assenti. È interessante osservare come le evoluzioni di suzione spesso mostrano picchi negativi (pressioni interstiziali positive), con minimi fino a circa -5 kPa che, considerando la profondità di installazione dello strumento, indicano pelo libero a p.c.. Le variazioni di rotazione (Figure 5b) risultano per lo più positive o costanti, a segnalare una maggiore propensione verso il cinematisma di colata della massa instabile.

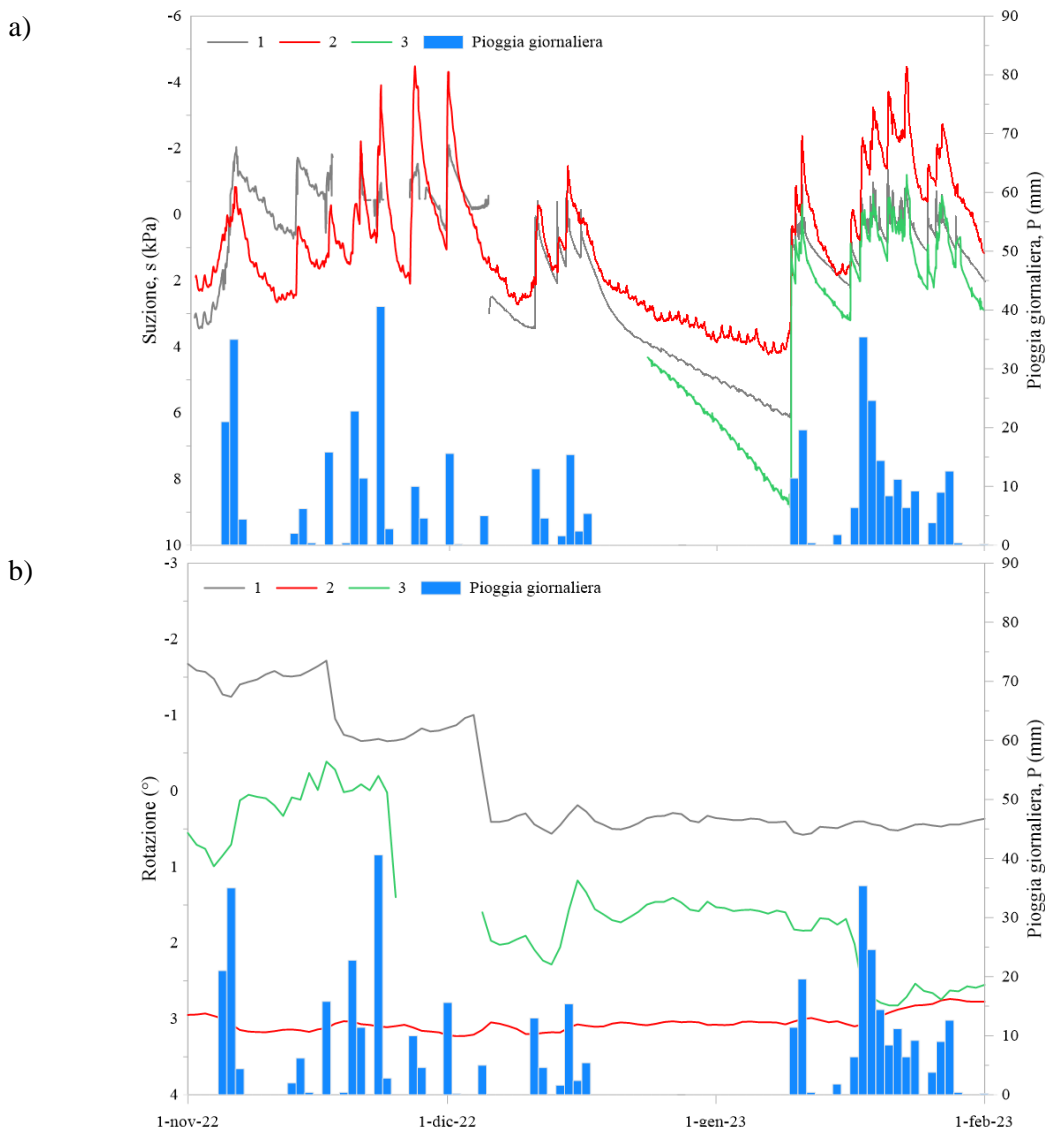


Fig 5. Evoluzione di suzione (a) e rotazione (b) registrata dai tre tensio-inclinometri durante il periodo invernale

5. Conclusioni

L’articolo ha illustrato, attraverso misure di suzione e rotazione acquisite a mezzo di uno strumento prototipale, il tensio-inclinometro, sviluppato presso l’università di Napoli Federico II, come in un deposito di argilla suscettibile di fenomeni di frana, l’interazione terreno-atmosfera giochi un ruolo fondamentale nel regolare i livelli di suzione delle zone più superficiali, con valori quasi mai coerenti

con la profondità del piano di falda. La rappresentazione delle evoluzioni dei gradienti di spostamento superficiali suggeriscono che in una stessa zona, in dipendenza del livello di suzione agente, il cinematiso della parte più superficiale della frana può essere di scorrimento o colata e che quindi le variazioni di suzione nel tempo possono generare un brusco cambiamento nel tipo di cinematiso.

Ringraziamenti

Studio condotto nell'ambito del Partenariato Esteso RETURN, finanziato dall'Unione Europea – NextGenerationEU (Piano Nazionale di Ripresa e Resilienza – PNRR, Missione 4 Componente 2, Investimento 1.3 - D.D. 1243 2/8/2022, PE00000005)

Bibliografia

- Coppola, L., Reder, A., Tarantino, A., Mannara, G., & Pagano, L. (2022). Pre-failure suction-induced deformation to inform early warning of shallow landslides: proof of concept at slope model scale. *Engineering Geology*, 309, 106834.
- Picarelli, L., Urciuoli, G., Ramondini, M., & Comegna, L. (2005). Main features of mudslides in tectonised highly fissured clay shales. *Landslides*, 2, 15-30.
- Vassallo, R., De Rosa, J., Di Maio, C., Reale, D., Verde, S., & Fornaro, G. (2022, July). Ground and Satellite Long-Term Monitoring of Two Slow-Moving Urbanized Earthflows of the Italian Southern Apennines. In *IGARSS 2022-2022 IEEE International Geoscience and Remote Sensing Symposium* (pp. 4758-4761). IEEE.
- UMS GmbH, 2021http://library.metergroup.com/Manuals/UMS/T4_Manual.pdf.



INDAGINE SPERIMENTALE SUI PROCESSI DI EROSIONE RETROGRESSIVA PER SOTTOFILTRAZIONE NELLE STRUTTURE ARGINALI

Elena Dodaro

Dipartimento di ingegneria civile, chimica, ambientale e dei materiali, Università di Bologna
elena.dodaro2@unibo.it

Emanuele Tumedei

Dipartimento di ingegneria civile, chimica, ambientale e dei materiali, Università di Bologna
emanuele.tumedei2@unibo.it

Michela Marchi

Dipartimento di ingegneria civile, chimica, ambientale e dei materiali, Università di Bologna
michela.marchi@unibo.it

Guido Gottardi

Dipartimento di ingegneria civile, chimica, ambientale e dei materiali, Università di Bologna
guido.gottardi2@unibo.it

Laura Tonni

Dipartimento di ingegneria civile, chimica, ambientale e dei materiali, Università di Bologna
laura.tonni@unibo.it

Sommario

L'erosione retrogressiva nei terreni di fondazione (*backward erosion piping*) degli argini fluviali è un fenomeno che può svilupparsi in concomitanza di intensi eventi di piena e che si manifesta con la formazione dei 'fontanazzi', in corrispondenza del piano campagna. Tale processo interessa numerosi tratti degli argini maestri del fiume Po e di altri grandi fiumi in Europa e nel mondo e si può innescare in presenza di specifiche condizioni stratigrafiche, tipicamente caratterizzate dalla presenza di uno strato a grana fine che sovrasta un acquifero, all'interno del quale si sviluppano i canali erosivi. La presente nota si propone di illustrare i setup sperimentali recentemente messi a punto presso il laboratorio di Ingegneria Geotecnica dell'Università di Bologna, per consentire la modellazione fisica del fenomeno in piccola e media scala. Le modalità di ricostituzione del campione, la strumentazione impiegata per il monitoraggio del processo e le procedure di prova sono sinteticamente presentate, insieme ad alcuni risultati preliminari derivanti dall'indagine sperimentale in piccola scala.

1. Introduzione

Gli eventi di piena sempre più frequenti, intensificati dal cambiamento climatico in atto, costituiscono una seria minaccia per la stabilità delle opere in terra adibite alla regimazione idraulica, tra cui dighe e argini fluviali. Il collasso delle infrastrutture arginali, da intendersi come l'incapacità di prevenire l'inondazione delle aree circostanti, può verificarsi per sormonto della struttura o per effettiva perdita di resistenza (rottura strutturale). Le cause dell'instabilità sono spesso riconducibili ai regimi di filtrazione che, di sovente, presentano carattere transitorio e generano variazioni delle pressioni neutre all'interno del corpo arginale e dei substrati di fondazione. In particolare, è possibile identificare alcuni tipici meccanismi di collasso, tra cui: la macro-instabilità delle scarpate, l'erosione esterna della sponda lato

fiume, il sollevamento al piede dovuto allo sviluppo di elevate sottopressioni e le varie forme di erosione interna (Van et al., 2022). Uno dei principali processi che può predisporre le infrastrutture arginali al collasso è l'erosione retrogressiva (*backward erosion piping* - *BEP*), che rientra fra i meccanismi di erosione interna. Questo fenomeno tende a svilupparsi in presenza di un profilo stratigrafico specifico, che prevede la presenza di uno strato di fondazione a grana fine (*blanket*), sovrastante un'unità sabbiosa altamente permeabile (*acquifero*). Il processo di *BEP* inizia tipicamente da una zona di efflusso nei pressi del piede dell'argine e si propaga a ritroso verso il fiume, generando canali erosivi (*pipes*) all'interfaccia fra le due unità di terreno. Tale dinamica, se non contrastata, può compromettere la stabilità dell'intera struttura in terra, con conseguenze catastrofiche per il territorio circostante. Il materiale trasportato in superficie dal processo di filtrazione si accumula assumendo la peculiare forma di un vulcanello in sabbia, denominato *fontanazzo* o *sand boil* in inglese.

Tale fenomeno è stato riscontrato nei pressi di numerosi grandi fiumi, tra cui, ad esempio, il Danubio, il Reno e il Mississippi. In Italia i fontanazzi sono stati spesso documentati lungo il fiume Po (*Fig. 1a*) e i suoi principali affluenti, con oltre 130 manifestazioni lungo il segmento medio-basso (Marchi et al., 2021; Tonni et al., 2024), sebbene questo valore sia molto probabilmente una sottostima del numero effettivo di nuovi inneschi o di riattivazioni avvenuti negli ultimi decenni, per effetto di eventi di piena. La misura di mitigazione del fenomeno più comunemente adottata consiste nel ridurre i gradienti idraulici mediante la disposizione di sacchi di sabbia intorno ai fontanazzi (*Fig. 1b*). Le tradizionali soluzioni ingegneristiche adottate per mitigare il fenomeno di *BEP* consistono invece nella costruzione di berme lato campagna o nell'installazione di diaframmi impermeabili; si tratta, tuttavia, di tecnologie costose, difficilmente implementabili su larga scala e non sempre efficaci.

In questo contesto, il progetto [LIFE SandBoil](#), finanziato dall'Unione Europea (LIFE19/ENV/IT/000071) e coordinato dall'Università di Bologna, si propone di sviluppare una tecnologia di mitigazione, a basso impatto ambientale, del processo di erosione retrogressiva, basata sull'utilizzo di barriere verticali, da installarsi nell'acquifero, allo scopo di limitare la progressione dei canali erosivi. Il progetto prevede lo studio dell'innesco e progressione del fenomeno di *BEP* e la validazione della soluzione proposta a diverse scale di analisi: *i*) piccola e media, mediante modellazione fisica in laboratorio e *ii*) in vera grandezza, attraverso la realizzazione di un prototipo di argine presso il Polo Scientifico AIPo di Boretto (RE). La presente nota fornisce alcuni dettagli sulle indagini di laboratorio attualmente in corso, presentando le caratteristiche degli apparati sperimentali recentemente messi a punto e dei sistemi di monitoraggio in uso, unitamente ad alcuni risultati preliminari.

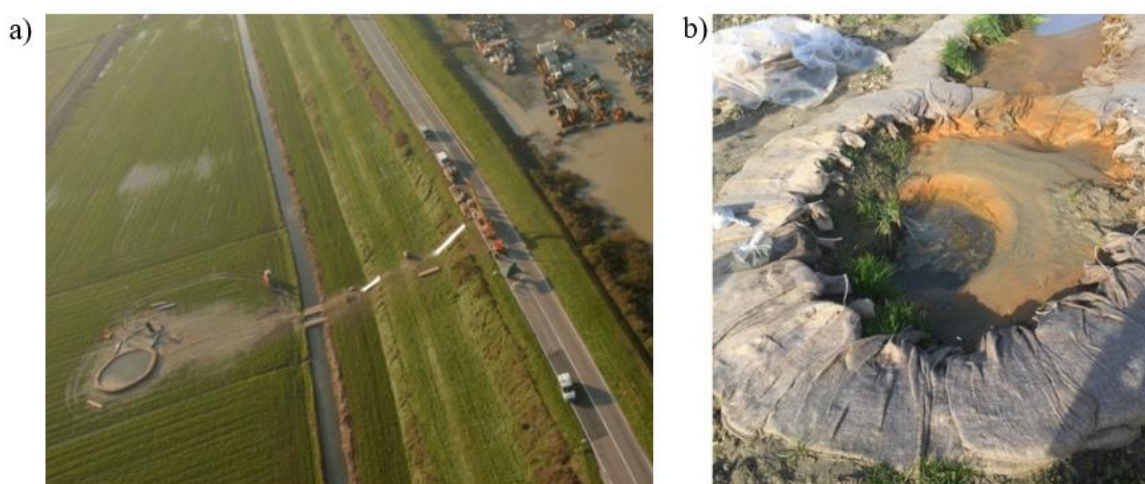


Fig.1 a) Vista aerea di un ampio fontanazzo storico, riattivatosi presso Boretto (RE), durante gli eventi di piena del novembre 2014 (foto gentilmente concessa dal Corpo dei Vigili del Fuoco); b) Sacchi di sabbia disposti intorno a un fontanazzo, come misura emergenziale.

2. La modellazione fisica del processo di erosione retrogressiva

La modellazione fisica costituisce un valido strumento per riprodurre il fenomeno di erosione retrogressiva al di sotto dei rilevati arginali, colmando il divario tra gli approcci analitici e le osservazioni di sito, che spesso risultano affette da sostanziali incertezze riguardo le condizioni al contorno e le caratteristiche geotecniche dei terreni. Lo scopo dell'indagine sperimentale consiste nel monitorare l'innesco e l'evoluzione dei canali erosivi, a partire dalla zona di efflusso, per effetto dell'incremento del carico idraulico. Negli ultimi decenni sono stati condotti numerosi studi sperimentali sull'innesco e la progressione del fenomeno di BEP (e.g., Richards e Reddy, 2012; van Beek et al., 2015; Robbins et al., 2018). Gli esperimenti di laboratorio spesso prevedono l'impiego delle seguenti componenti: *i*) un contenitore prismatico in cui viene ricostituito l'acquifero a una densità rappresentativa di sito; *ii*) una lastra di confinamento superiore, preferibilmente trasparente, rappresentativo del *blanket*; *iii*) un foro circolare, situato a valle dell'apparato e volto a simulare la presenza di un *pipe* verticale; *iv*) un sistema idraulico progettato per imporre carichi idraulici crescenti; *v*) la strumentazione per il monitoraggio delle pressioni neutre e delle portate attraverso il modello.

2.1 Il setup sperimentale in piccola scala

Il dispositivo in scala ridotta, progettato e realizzato presso il Laboratorio di Ingegneria Geotecnica dell'Università di Bologna, mostrato in *Figura 2a*, è costituito da un box prismatico in plexiglass con le seguenti dimensioni: lunghezza $L = 500$ mm, larghezza $B = 350$ mm e altezza $H = 500$ mm. Una camera di distribuzione del flusso idrico, dotata di un filtro per separare acqua e sabbia, è posizionata a monte del modello e collegata a un serbatoio esterno di adduzione. Il confinamento superiore è fornito da una lastra in plexiglass di spessore pari a 50 mm, caratterizzata da un foro di uscita di diametro pari a 12 mm, posizionato a una distanza di 350 mm dalla camera di distribuzione, pari alla lunghezza di filtrazione. Al di sopra del foro, è posto un cilindro in stampa 3D in acido polilattico (PLA), adibito alla raccolta della sabbia erosa e al mantenimento di un carico costante a valle (*Fig. 2b*).

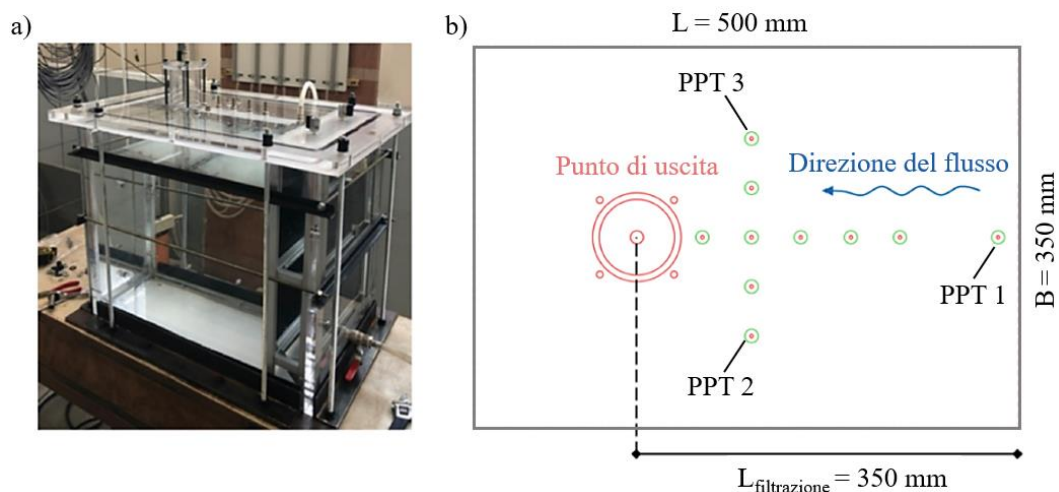


Figura 2. a) Foto dell'apparato sperimentale in piccola scala, messo a punto presso il laboratorio di Ingegneria Geotecnica dell'Università di Bologna, per lo studio del fenomeno di erosione retrogressiva; b) schema in pianta della copertura in plexiglass e posizione dei trasduttori di pressione.

Sulla copertura in plexiglass sono presenti 10 alloggiamenti, all'interno dei quali è possibile installare i trasduttori di pressione (PPT), al fine di monitorare le variazioni di pressione neutra per effetto della progressione del BEP. Per le prove descritte nella sez. 3 della presente nota sono stati impiegati 3 PPT di tipo Druck UNIK 5000 (accuratezza ± 5 mm, frequenza di acquisizione 0,2 Hz), collegati a un'unità di acquisizione della Controls (GEODATALOG 8) che consente la visualizzazione in tempo reale dei dati. I PPT sono disposti come mostrato in *Figura 2b*. La portata di filtrazione è misurata pesando

progressivamente l'acqua in uscita dal foro di valle, utilizzando delle celle di carico (HBM RSCC), con sensibilità pari a 0,048 kg. Una telecamera posizionata al di sopra dell'apparato sperimentale consente di visualizzare dall'alto il campione in sabbia, attraverso il coperchio in plexiglass. I fotogrammi acquisiti durante gli esperimenti, alla frequenza di 1 fps e con una risoluzione di 3264x2448 pixels, risultano funzionali al monitoraggio del processo di BEP e alla rappresentazione dell'evoluzione dei canali erosivi.

2.2 Il nuovo apparato sperimentale in media scala

Il setup sperimentale in media scala, rappresentato in *Figura 3a*, consiste in un box all'interno del quale viene ricostituito l'acquifero in sabbia, caratterizzato dalle seguenti dimensioni interne: lunghezza 2200 mm, larghezza = 1100 mm e altezza = 600 mm. A monte del box è posta una camera di distribuzione, collegata ad un serbatoio superiore utilizzato per imporre incrementi di carico idraulico. A valle del box, è presente una seconda camera di distribuzione, con cui si controllano le condizioni idrauliche in uscita. L'acqua utilizzata durante le prove è immagazzinata in un serbatoio esterno, di capacità pari a 1 m^3 , e convogliata al campione attraverso un sistema di pompe di sollevamento. I livelli dell'acqua sono mantenuti costanti grazie all'utilizzo di uno sfioro a bicchiere regolabile in altezza, che consente un accurato controllo del carico idraulico. Una lastra di copertura in plexiglass è posta al di sopra del campione per simulare la presenza del *blanket*. Analogamente all'apparato sperimentale in piccola scala, la zona di efflusso è simulata mediante un foro di uscita di diametro regolabile, che rappresenta il *pipe* verticale, attorno al quale è posizionato un cilindro di raccolta della sabbia. La distanza tra la zona di efflusso e la camera di monte, equivalente alla lunghezza del percorso di filtrazione del modello, è pari a 1800 mm. Uno schema del sistema idraulico è riportato in *Figura 3b*.

Il sistema di monitoraggio include: *i*) trasduttori di pressione Druck UNIK 5000, disposti sulla lastra in plexiglass, utilizzati per monitorare le perdite di carico associate alla progressione del fenomeno erosivo. Un ulteriore PPT collegato alla camera a monte è impiegato per registrare le variazioni del livello dell'acqua durante i test. Tutti i trasduttori di pressione sono collegati a un sistema di acquisizione dati autonomo, costituito da tre centraline programmabili Nanodac EPC 3000 della Eurotherm; *ii*) tre telecamere ad alta definizione montate, insieme a cinque faretto, su una struttura di supporto appositamente progettata, e orientate ortogonalmente alla direzione del flusso; *iii*) due flussimetri ad ultrasuoni della Keyence, situati a valle del serbatoio di sedimentazione, per misurare la portata in uscita dal modello.

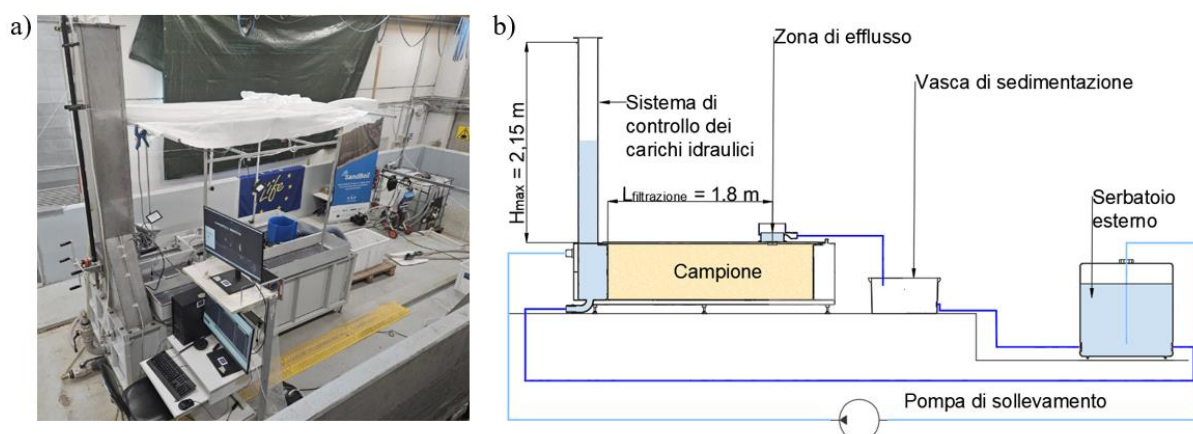


Figura 3. a) Vista generale del setup sperimentale per lo studio del fenomeno di erosione retrogressiva in media scala allestito presso l'Università di Bologna; b) Rappresentazione schematica del sistema idraulico.

3. Indagine sperimentale in piccola scala

3.1 Modellazione dell'acquifero e procedure di prova

Gli esperimenti sono stati eseguiti su una sabbia silicea tipica dell'acquifero padano, caratterizzata da $D_{50}=0,34$ mm, $C_u=2,1$ e $C_c=1,2$, $G_s=2,68$. La permeabilità del campione è pari a $5 \cdot 10^{-4}$ m/s. I pesi per unità di volume minimi e massimi del terreno, pari a $\gamma_{d,min}=13,7$ kN/m³ e $\gamma_{d,max}=16,2$ kN/m³, sono stati determinati rispettivamente in accordo con le normative ASTM 4254-16 e 4253-16e1. Il campione dell'acquifero è stato ricostituito mediante deposizione in acqua di sabbia secca; tale metodo ha consentito di raggiungere valori medi di densità relativa, D_R , fra il 20 e il 30%. Campioni caratterizzati da una densità relativa superiore, saranno prossimamente sottoposti a test.

La procedura di prova consiste nell'applicare un gradiente idraulico crescente al campione in sabbia. Gli incrementi di carico idraulico (Δh) vengono applicati aumentando gradualmente il livello dell'acqua a monte, mentre il livello a valle rimane costante. Ciascun carico idraulico Δh viene mantenuto costante all'interno dei singoli gradini di carico, fino a quando non si osserva stazionarietà nei parametri di monitoraggio e il temporaneo arresto nella progressione dei *pipes* (*regressive stage*).

3.2 Risultati sperimentali

In questa sezione vengono sinteticamente presentati alcuni risultati ottenuti da due test eseguiti sull'apparato in piccola scala. Nel primo caso - *Test a* - il fenomeno di BEP era libero di svilupparsi all'interfaccia fra l'acquifero e la copertura in plexiglass. Nel secondo - *Test b* - una barriera verticale in geocomposito, profonda 20 mm, è stata posizionata lungo una sezione trasversale del box, a una distanza pari a 1/3 della lunghezza di filtrazione. La larghezza della barriera installata è equivalente a quella del box ($L=350$ mm).

Nelle *Figure 4a e 4b*, gli andamenti della portata di filtrazione e delle pressioni neutre registrate, sono riportati insieme agli incrementi di carico idraulico, in funzione del tempo. Il primo step di carico ($\Delta h = 2$ cm) genera la fluidificazione del terreno al di sotto del foro di uscita e l'inizio del bollore all'interno del pipe verticale, in entrambi i test. In questa fase non si osserva un significativo trasporto di particelle di sabbia al di fuori del modello. Un vulcanello di sabbia si forma subito dopo l'avvio del secondo step di carico ($\Delta h = 4$ cm). Non appena il processo di erosione progredisce verso un punto di monitoraggio si osserva un significativo decremento della pressione neutra registrata dagli strumenti. Questa tendenza può essere chiaramente osservata nel *Test a* intorno al 30° minuto, quando i canali erosivi si sviluppano al di sotto dei PPT 2 e 3 (*Figura 4a*). Durante lo sviluppo del fenomeno, i pipes tendono a progredire verso monte e ad allargarsi, come testimonia il graduale aumento della portata dell'acqua uscente, in relazione al Δh imposto.

Per il *Test a*, la fase progressiva inizia in corrispondenza del terzo step di carico e il pipe raggiunge la sezione di monte intorno ai 50 minuti di prova. Durante il *Test b*, il pipe tocca la barriera in corrispondenza di $\Delta h = 6$ cm e riesce a oltrepassarla e a raggiungere la sezione di ingresso quando il gradiente idraulico medio raggiunge il valore di 0,34. Questa condizione, in sito, potrebbe indurre un meccanismo di collasso nella struttura arginale. Si può quindi osservare come nel *Test b* la condizione critica venga raggiunta in corrispondenza di un valore di gradiente idraulico doppio rispetto al *Test a*; questo risultato evidenzia chiaramente i benefici dell'utilizzo di tale sistema di mitigazione.

Considerazioni conclusive

In questa nota sono stati sinteticamente descritti gli apparati sperimentali, recentemente messi a punto presso l'Università di Bologna, per lo studio del fenomeno di BEP in piccola e media scala. In particolare, sono stati illustrati alcuni aspetti relativi alla preparazione del provino in sabbia, con il quale si intende simulare uno strato di acquifero, le procedure di prova e il sistema di monitoraggio impiegato. Infine, sono stati confrontati i risultati sperimentali derivanti dalla modellazione in piccola scala del processo erosivo con quelli ottenuti in presenza di una barriera verticale in geocomposito. Tale

tecnologia può essere adottata per la mitigazione del BEP. I risultati mostrano chiaramente come un aumento graduale del carico idraulico sia in grado di innescare un processo erosivo, e che, in assenza di misure di mitigazione, i canali raggiungono rapidamente la sezione di monte. Al contrario, con la barriera, si osserva un rallentamento del processo e un raddoppio del valore di gradiente idraulico medio associato al raggiungimento della condizione di potenziale collasso.

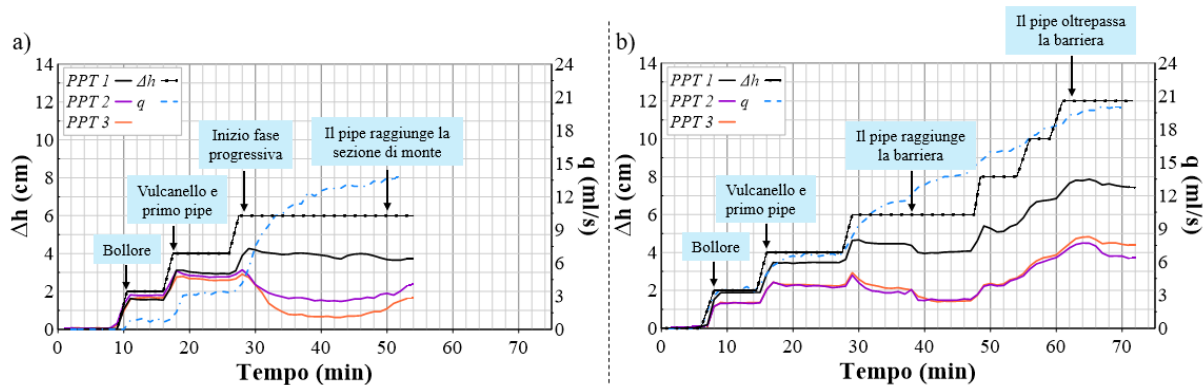


Figura 4. Andamento delle pressioni neutre e della portata di filtrazione in funzione del tempo, durante le prove effettuate: a) senza alcuna tecnologia di mitigazione e b) con una barriera verticale in materiale geocomposito.

Fonti di finanziamento

Il presente lavoro è stato realizzato nell'ambito delle attività del progetto LIFE SandBoil (LIFE19 ENV/IT/000071), finanziato dall'Unione Europea (LIFE Environment and Resource Efficiency).

Bibliografia

- ASTM D4253-16e1. (2019). Test Methods for Maximum Index Density and Unit Weight of Soils Using a Vibratory Table. <https://doi.org/10.1520/D4253-16E01>
- ASTM D4254-16. (2016). Test Methods for Minimum Index Density and Unit Weight of Soils and Calculation of Relative Density. <https://doi.org/10.1520/D4254-16>
- Marchi, M., Martínez, M.F.G., Gottardi, G., Tonni, L. (2021). "Field measurements on a large natural sand boil along the river Po, Italy". *Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology*, 54, <https://doi.org/10.1144/qjegh2020-097>
- Richards, K.S., Reddy, K.R. (2012). Experimental investigation of initiation of backward erosion piping in soils. *Géotechnique*, 62, 933–942. <https://doi.org/10.1680/geot.11.P.058>
- Robbins, B.A., Van Beek, V.M., López-Soto, J.F., Montalvo-Bartolomei, A.M., Murphy, J. (2018). "A novel laboratory test for backward erosion piping". *International Journal of Physical Modelling in Geotechnics*, 18, 266–279. <https://doi.org/10.1680/jphmg.17.00016>
- Tonni, L., Marchi, M., Bassi, A., Rosso, A. (2024). "A Sand Boil Database for Piping Risk Management in the Po River, Italy". *Water* 16, 1384. <https://doi.org/10.3390/w16101384>
- Van Beek, V.M., Van Essen, H.M., Vandenoer, K., Bezuijen, A. (2015). "Developments in modelling of backward erosion piping". *Géotechnique*, 65, 740–754. <https://doi.org/10.1680/geot.14.P.119>
- Van, M.A., Rosenbrand, E., Tourment, R., Smith, P. and Zwanenburg, C. (2022). "Failure paths for levees". *International Society of Soil mechanics and Geotechnical Engineering (ISSMGE) – Technical Committee TC201 'Geotechnical aspects of dikes and levees'*, 134. <https://doi.org/10.53243/R0006>



MODELLAZIONE FISICA IN CENTRIFUGA DEL MECCANISMO DI INSTABILITÀ DEL PARAMENTO DI VALLE DI UN ARGINE FLUVIALE

Elena Dodaro, Mario Marcolongo, Guido Gottardi

Dipartimento di Ingegneria Civile, Chimica, Ambientale e dei Materiali, Università di Bologna, Italia
elena.dodaro2@unibo.it, mario.marcolongo@unibo.it, guido.gottardi2@unibo.it

Carmine G. Gragnano

Laboratoire Navier, Ecole des Ponts ParisTech, Gustave Eiffel University, Marne-la-Vallée, France
carmine-gerardo.gragnano@enpc.fr

Agnese Bassi

Agenzia Interregionale per il fiume Po, AIPO, Italia
agnese.bassi@agenziapo.it

Sam A. Stanier, Giulia M.B. Viggiani

Engineering Department, Cambridge University, Cambridge, United Kingdom
sas229@cam.ac.uk, gv278@cam.ac.uk

Sommario

Il collasso delle infrastrutture arginali fluviali in concomitanza di eventi di piena intensi o ricorrenti costituisce una delle manifestazioni più significative del dissesto idrogeologico e causa ingenti danni al tessuto economico e sociale delle aree interessate da tale fenomeno. In tale contesto, un'accurata valutazione delle condizioni di sicurezza dei sistemi arginali esistenti rappresenta un aspetto cruciale per sviluppare efficaci strategie di mitigazione del rischio di inondazione. La presente nota illustra il setup sperimentale, le procedure di prova e i risultati preliminari di un test in centrifuga condotto presso lo *Schofield Centre* dell'Università di Cambridge (UK), su un modello di argine fluviale in scala ridotta, soggetto a una forzante idraulica incrementale. Il rilevato arginale è stato ricostituito impiegando sabbia limosa naturale, campionata lungo la gola del fiume Secchia, uno dei principali affluenti del fiume Po, ove è stata recentemente osservata la formazione di alcune brecce nelle arginature, a seguito di eventi di piena. Allo scopo di studiare il comportamento idro-meccanico e i potenziali meccanismi di collasso della struttura in terra, indotti dall'innalzamento progressivo del livello di falda, sono stati impiegati tensiometri e trasduttori di pressione miniaturizzati, una telecamera ad alta risoluzione e un sensore di spostamento verticale.

1. Introduzione

A causa del cambiamento climatico in atto e dell'espansione delle aree urbanizzate, gli eventi atmosferici estremi stanno diventando sempre più frequenti e di maggiore intensità, con conseguenze catastrofiche per le aree interessate. I modelli previsionali suggeriscono che il mutamento climatico sarà un fattore determinante nell'accelerare i cicli idrogeologici, con ampie ripercussioni sui regimi di deflusso di torrenti e corsi d'acqua, riducendo così significativamente i tempi di ritorno degli eventi di piena (Alcamo et al. 2007). Ciò implica che le infrastrutture adibite alla regimazione delle acque, tra cui dighe ed argini fluviali in terra, saranno sottoposti a carichi idraulici sempre più elevati e di maggiore persistenza. Appare quindi evidente la necessità di pianificare interventi di adeguamento di tali infrastrutture critiche, partendo dalla conoscenza delle forzanti idrauliche e da una valutazione affidabile

delle condizioni di stabilità. Determinare l'effettivo margine di sicurezza di un'opera in terra richiede la valutazione della distribuzione delle pressioni interstiziali all'interno del terreno, in relazione al processo di filtrazione in regime transitorio, associato alle fluttuazioni del livello del fiume e agli eventi atmosferici. Dati dettagliati sull'evoluzione del regime di filtrazione all'interno di un rilevato arginale possono essere ottenuti attraverso attività di monitoraggio in sito (Rocchi et al., 2018), sebbene queste siano spesso caratterizzate da significative incertezze, o mediante modellazione fisica in vera grandezza o in scala ridotta (Cargill e Ko, 1983; Singh et al., 2019; Ventini et al., 2023). La presente nota illustra sinteticamente il setup sperimentale e i risultati preliminari di un test in centrifuga condotto nell'ambito del progetto GEOLAB - RES FLUCTIS (*Assessing River Embankments Stability to Floods through Unsaturated Centrifuge Testing In transient Seepage conditions*), finanziato dall'Unione Europea ([H2020 Research and Innovation GEOLAB programme, Grant Agreement No. 101006512](#)). La prova è stata eseguita su un modello di argine in sabbia limosa naturale, compattato in condizioni parzialmente sature e sottoposto a un evento di piena simulato. La fondazione del modello è costituita da uno strato di caolino di tipo 'Speswhite', consolidato e completamente saturo. Il modello è stato opportunamente strumentato per monitorare le variazioni delle pressioni neutre positive e negative e le deformazioni indotte dal moto di filtrazione. Lo scopo della prova consiste nell'indagare l'effetto di un evento di piena sulle caratteristiche idrauliche di un argine fluviale, rappresentativo del sistema arginale degli affluenti del fiume Po, nonché studiare l'insorgere di un potenziale meccanismo di collasso, ossia la macro-instabilità del paramento di valle. Le condizioni che predispongono la struttura arginale a tale fenomeno sono da individuarsi nello sviluppo di elevate pressioni interstiziali a seguito della saturazione del corpo arginale e nella significativa diminuzione del contributo della suzione alla resistenza al taglio del terreno (Van et al., 2022).

2. Prova in centrifuga e caratteristiche del modello fisico

2.1 Materiali e modalità di preparazione del modello

L'esperimento è stato condotto presso lo *Schofield Centre* dell'Università di Cambridge (Regno Unito), utilizzando la centrifuga a trave *Turner*, caratterizzata da un raggio nominale di 4,125 m e un carico massimo di 1000 kg (Madabhushi, 2015). Un'accelerazione di 50 g è stata applicata gradualmente al centro di massa del modello, consentendo così di assumere un fattore di scala geometrico $N = 50$ (Schofield, 1980). Il modello fisico è stato preparato all'interno di un contenitore prismatico in acciaio, le cui dimensioni sono: lunghezza = 790 mm, altezza = 475 mm, larghezza = 180 mm, con una parete frontale in Perspex trasparente, che consente di visualizzare la sezione trasversale del modello durante il test. Il materiale selezionato per la ricostruzione del rilevato è una miscela eterogenea di sabbia limosa naturale, campionata presso un'area golenale del fiume Secchia (Soliera, MO), mentre per riprodurre la fondazione è stato utilizzato uno strato omogeneo di caolino *Speswhite*, consolidato in condizioni monodimensionali, sotto una tensione di 850 kPa. La distribuzione granulometrica dei terreni impiegati è rappresentata in Figura 1, mentre in Tabella 1 sono sintetizzate le principali proprietà fisiche e idromeccaniche delle due unità di terreno.

Al fine di ottenere adeguate caratteristiche di resistenza al taglio e replicare le condizioni di sito, la sabbia limosa con un contenuto d'acqua pari al 9,9%, è stata addensata all'interno del contenitore di prova in quattro strati, a mezzo di un pestello di massa nota (*moist tamping*), fino a raggiungere una densità secca pari a 16,5 kN/m³. Il rilevato è stato successivamente sagomato sulla base di una forma trapezoidale in acrilico.

Per prevenire la formazione di canali di flusso preferenziali e garantire condizioni di deformazione piana, all'interfaccia fra il modello e le pareti del contenitore sono stati disposti fogli di gomma siliconica trasparente ed è stato spruzzata una soluzione lubrificante.

Tabella 1. Proprietà geotecniche del rilevato arginale e della fondazione.

	Sabbia limosa	Caolino Speswhite
Peso specifico, G_s (-)	2.69	2.61
Limite liquido, LL (%)	23.04	58.00
Limite plastico, PL (%)	19.30	34.00
Indice di plasticità, PI (%)	3.74	24.00
Peso per unità di volume secco, γ_d (kN/m ³)	16.50	13.47
Contenuto d'acqua iniziale, w (%)	9.9	22.50
Suzione media iniziale, s (kPa)	-5.0	-
Coefficiente di permeabilità satura, k_{sat} (m/s)	5.48E-07	-
Pendenza della retta di compressione isotropa, λ	0.007	0.14
Pendenza della retta di scarico-ricarico, κ	0.011	0.03
Angolo di resistenza al taglio, ϕ'_p (°)	37	-

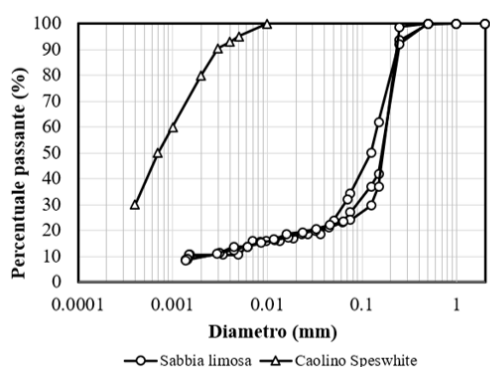


Figura 1. Curve di distribuzione granulometrica dei terreni di prova.

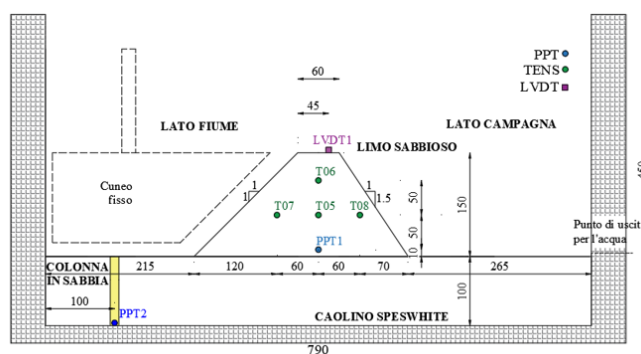


Figura 2. Schema della sezione trasversale del modello e disposizione della strumentazione di monitoraggio (dimensioni in mm, alla scala del modello).

2.2 Geometria e sistema di monitoraggio

Il modello fisico di argine è caratterizzato da un'altezza pari a 150 mm (7,5 m alla scala del prototipo), con un'inclinazione pari a 1V:1H e 1,5V:1H, rispettivamente per i paramenti lato fiume e campagna. L'adozione di una pendenza così elevata per il pendio di valle, raramente riscontrata nelle infrastrutture arginali reali, mira a favorire l'innescare di un tipico meccanismo di collasso, ossia la macro-instabilità del paramento lato campagna, a seguito di una progressiva saturazione del corpo arginale. La cresta e la base presentano una larghezza pari a 60 mm e 310 mm. Lo strato a grana fine che costituisce la fondazione è spesso 100 mm, corrispondente a 5 m alla scala del prototipo.

Il corpo arginale è stato strumentato con quattro tensiometri miniaturizzati (indicati come T05, T06, T07, T08 in Figura 2), in grado di misurare pressioni neutre nel range [-250; +250 kPa] e un trasduttore di pressione (PPT1). Per monitorare i cedimenti della struttura, un trasduttore di spostamento (LVDT1) è stato posizionato sulla cresta del rilevato, poco distante dal paramento di valle. Inoltre, al fine di monitorare le variazioni del carico idraulico durante la prova, un trasduttore di pressione (PPT2), è stato installato alla base del modello, al di sotto di una colonna in sabbia. Una telecamera ad alta definizione *Raspberry Pi* è stata impiegata per riprendere la sezione trasversale dell'argine attraverso la parete in Perspex. La geometria del modello fisico e la disposizione del sistema di monitoraggio sono schematicamente rappresentate in Figura 2. I tensiometri utilizzati nel test in centrifuga sono stati realizzati presso la *National Research Facility for Infrastructure Sensing (NRFIS)* dell'Università di Cambridge, sulla base della metodologia proposta da Jacobsz (2018). In particolare, pietre porose con un valore di ingresso d'aria pari a 3 bar, sono state solidarizzate mediante resina epossidica a sensori di pressione miniaturizzati MS54XX della *Measurement Specialties*™. Prima di essere installati all'interno del modello, i tensiometri sono stati accuratamente saturati e tarati, seguendo la procedura descritta da Take e Bolton (2003), utilizzando un collettore d'acciaio a quattro ingressi, mostrato in Figura 3.

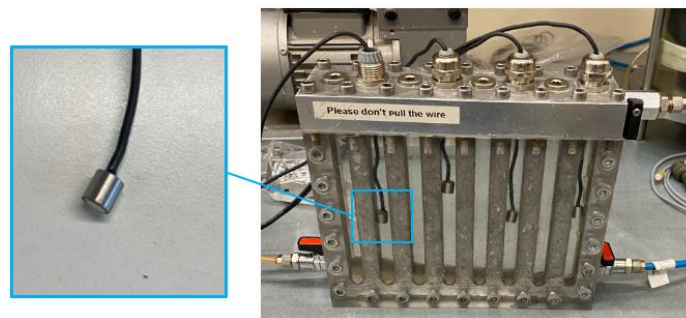


Figura 3. Collettore in acciaio utilizzato per la saturazione e taratura dei tensiometri e dettaglio dello strumento.

3. Procedura di prova

Dopo aver posizionato il modello in centrifuga, la velocità angolare è stata gradualmente incrementata, fino a raggiungere l'accelerazione di 50 g all'istante t_1 , come mostrato in Figura 4. Tale accelerazione è stata poi mantenuta costante fino al termine della prova. La consolidazione in volo è stata effettuata per circa 43 minuti (dal tempo $t_1 = 926$ s al tempo $t_2 = 2590$ s), per consentire la dissipazione delle sovrappressioni neutre. Successivamente, il carico idraulico è stato incrementato, consentendo all'acqua di entrare all'interno del contenitore di prova attraverso un foro praticato nella parete posteriore. Il livello del fluido è stato controllato da remoto, utilizzando un sistema di controllo del carico idraulico in volo, appositamente progettato. Il dispositivo include un piezometro esterno al contenitore di prova, caratterizzato da tre fori, posti a diverse quote, rispettivamente pari al 30%, 60% e 90% dell'altezza del rilevato arginale, H_{emb} . Ciascun foro è collegato a una elettrovalvola e agisce come uno sfioro a sezione circolare. Una volta raggiunto il livello idrometrico prefissato, questo viene mantenuto costante per il tempo necessario a instaurare un regime di filtrazione stazionario. Per variare il carico idraulico è possibile agire sull'apertura delle elettrovalvole, oppure modificare la portata in ingresso. Un ulteriore trasduttore di pressione è stato posizionato alla base del tubo piezometrico, per monitorare le variazioni del livello dell'acqua in tempo reale. Al fine di ridurre il volume d'acqua invasato all'interno del contenitore e permettere, al contempo, variazioni rapide del carico idraulico, un cuneo in polistirolo, rappresentato schematicamente in Figura 2, è stato disposto a monte del rilevato.

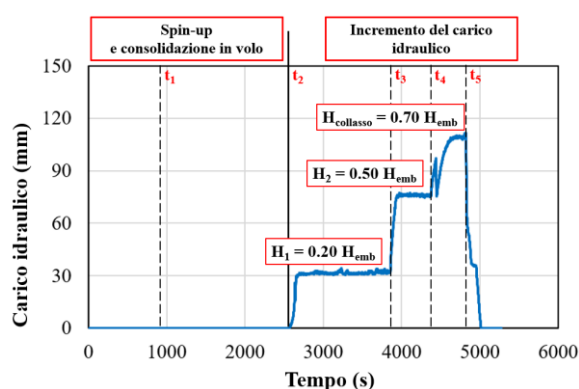


Figura 4. Fasi di prova e idrogramma applicato in centrifuga (tempi e carico idraulico alla scala del modello).

L'idrogramma imposto, rappresentati in Figura 4, prevedeva tre successivi step di carico: *i*) il livello dell'acqua è stato incrementato fino a $0,2 H_{emb}$ e mantenuto costante fino al raggiungimento delle condizioni stazionarie (fino a $t_3 = 3766$ s); *ii*) successivamente, il carico idraulico è stato ulteriormente aumentato fino al 50% dell'altezza dell'argine e mantenuto a questo livello per circa 10 minuti (fino a $t_4 = 4316$ s); *iii*) infine, è stato imposto un livello dell'acqua pari a $0,7 H_{emb}$ e, a causa della progressiva saturazione del corpo arginale e della conseguente diminuzione del contributo di suzione alla resistenza al taglio del terreno, si è verificato il collasso del paramento di valle, all'istante $t_5 = 4824$ s (dopo circa 6 giorni di persistenza alla scala del prototipo).

4. Risultati sperimentali preliminari

L'andamento degli spostamenti verticali in funzione del tempo, registrati dal sensore di spostamento posizionato sulla cresta del rilevato arginale, è rappresentato in Figura 5; gli spostamenti sono stati convenzionalmente considerati negativi se diretti verso il basso. Durante le fasi iniziali di *spin-up* del modello e di equilibrio in volo, è stato osservato un cedimento circa pari a 7 mm (0,35 m alla scala del prototipo), principalmente dovuto alla consolidazione dello strato di fondazione sotto l'impronta del corpo arginale, visibile in Figura 6a. Assestamenti minori sono stati rilevati per effetto della consolidazione in volo. Un ulteriore abbassamento di circa 1,5 mm è stato registrato in seguito all'incremento di carico idraulico fino al secondo livello (0,5 H_{emb}). Infine, durante la persistenza del carico idraulico massimo (0,70 H_{emb}), gli spostamenti verticali hanno mostrato un improvviso incremento, raggiungendo il picco al tempo t_5 , corrispondente al collasso del paramento di valle.

In Figura 5b è rappresentata la storia temporale delle pressioni neutre positive e negative, misurate durante la prova dai sensori posizionati all'interno del corpo arginale, a tre differenti quote (le posizioni dei sensori sono mostrate in Fig. 2). Tutti i tensiometri hanno registrato una suzione iniziale compresa tra -2 e -7 kPa, che è progressivamente aumentata durante le fasi di *spin-up* del modello e di equilibrio in volo, a causa del fenomeno di evapotraspirazione. Il tensiometro T06 ha smesso di funzionare durante le fasi iniziali del test.

La variazione di carico idraulico imposta nel corso dell'evento di piena simulato, ha generato un moto di filtrazione all'interno del corpo arginale, diretto verso il lato campagna; i sensori più prossimi all'invaso hanno avvertito quasi istantaneamente le variazioni del livello idrometrico, mentre quelli posizionati lungo l'asse centrale verticale e verso valle sono stati influenzati dall'avanzamento del fronte d'imbibizione con un certo ritardo, in funzione delle proprietà idrauliche e di ritenzione del materiale di riempimento. In particolare, in corrispondenza del primo *step* di carico idraulico, solo il PPT1, posizionato a una quota di 10 mm al di sopra del piano campagna, ha registrato un aumento di pressione, mentre tutti gli altri tensiometri hanno continuato a rilevare valori di pressione negativa.

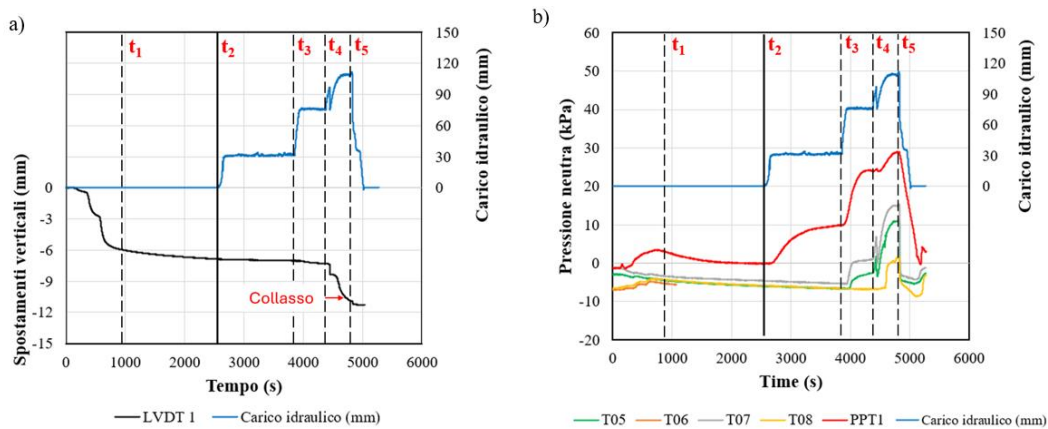


Figure 5. Storia temporale a) degli spostamenti verticali e b) delle pressioni neutre misurati durante la prova, alla scala del modello e idrogramma imposto in linea blu.

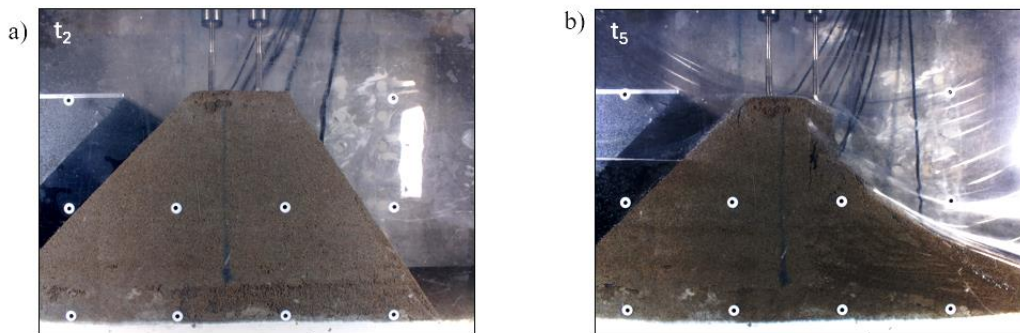


Figure 6. Foto del modello testato in centrifuga: a) al termine della consolidazione in volo ($t_2 = 2590$ s); b) a seguito del collasso del paramento di valle ($t_5 = 4824$ s.)

In corrispondenza del secondo livello idrometrico imposto, pari a $0,5 H_{emb}$, i valori di pressione registrati dai tensiometri T05 e T07 hanno iniziato a aumentare, per via della progressiva saturazione del terreno circostante, mentre il tensiometro T08, situato verso valle, è rimasto in condizioni di parziale saturazione. Solo l'applicazione dell'ultimo incremento di carico ($0,70 H_{emb}$) ha fatto sì che il fronte di imbibizione raggiungesse il paramento di valle, come evidenzia l'andamento della pressione neutra misurata dal tensiometro T08, il quale, poco prima dell'istante t_5 , ha registrato un valore positivo (Fig. 5b). Infine, a seguito del raggiungimento di un regime stazionario di filtrazione, in equilibrio con il massimo livello idrometrico applicato, tutti i sensori hanno registrato valori di picco delle pressioni neutre, seguiti poi da un'improvvisa diminuzione, corrispondente al collasso del paramento di valle (Figura 6b) e a una repentina diminuzione del volume di acqua invasato.

5. Conclusioni

Nella presente nota sono stati sinteticamente descritti il setup sperimentale e i risultati preliminari di una prova in centrifuga condotta su un modello di argine in sabbia limosa naturale, sottoposto a un evento di piena simulato. Il modello in scala ridotta è stato opportunamente strumentato con tensiometri e PPT miniaturizzati, realizzati presso il laboratorio dell'Università di Cambridge, nonché un sensore di spostamento, al fine di studiare il comportamento idraulico dell'opera in terra, in funzione degli incrementi del volume d'acqua invasato. I cedimenti dell'opera sono stati monitorati mediante un LVDT disposto sulla cresta del rilevato. L'analisi dei dati di monitoraggio ha mostrato che, in assenza di misure di protezione e/o di elementi drenanti, se l'opera in terra è caratterizzata da paramenti particolarmente acclivi, un evento di piena persistente può causare l'innescò di un insidioso meccanismo di collasso che interessa il paramento di valle, con conseguenze catastrofiche per l'area circostante.

Fonti di finanziamento

Il presente lavoro è stato realizzato nell'ambito delle attività del progetto GEOLAB – RES FLUCTIS, finanziato dall'Unione Europea (H2020 Research and Innovation GEOLAB programme, Grant Agreement No. 101006512).

Bibliografia

- Alcamo, J., M. Flörke, and M. Märker. (2007). Future long-term changes in global water resources driven by socio-economic and climatic changes. *Hydrological Sciences Journal*, 52 (2): 247–275.
- Cargill, K. W., and H. Ko. (1983). Centrifugal Modeling of Transient Water Flow. *J. Geotech. Engrg.*, 109 (4): 536–555.
- Jacobsz, S. W. (2018). Low cost tensiometers for geotechnical applications. Proc. of the 9th Int. Conf. on Physical Modelling in Geotechnics, Taylor and Francis Group, CRC Press, London
- Madabhushi, G. (2015). Centrifuge Modelling for Civil Engineers. CRC Press, London, UK.
- Rocchi, I., C. G. Gragnano, L. Govoni, M. Bittelli, and G. Gottardi. (2020). Assessing the performance of a versatile and affordable geotechnical monitoring system for river embankments. *Physics and Chemistry of the Earth*, 117: 102872. <https://doi.org/10.1016/j.pce.2020.102872>
- Singh, J., K. Horikoshi, Y. Mochida, and A. Takahashi. (2019). Centrifugal tests on minimization of flood-induced deformation of levees by steel drainage pipes. *Soils and Foundations*, 59 (2): 367–379. <https://doi.org/10.1016/j.sandf.2018.12.008>
- Schofield, A. N. (1980). Cambridge Geotechnical centrifuge operations. *Géotechnique*, 30 (3): 227–268.
- Take, W. A., and M. D. Bolton. (2003). Tensiometer saturation and the reliable measurement of soil suction. *Géotechnique*, 53 (2): 159–172. <https://doi.org/10.1680/geot.2003.53.2.159>
- Van, M.A., Rosenbrand, E., Tourment, R., Smith, P. and Zwanenburg, C. (2022). Failure paths for levees.” ISSMGE – Technical Committee TC201 ‘Geotechnical aspects of dikes and levees,’ 134. <https://doi.org/10.53243/R0006>
- Ventini, R., E. Dodaro, D. Giretti, M. Pirone, F. Zarattini, C. G. Gragnano, V. Fioravante, F. Gabrieli, G. Gottardi, and C. Mancuso. (2023). Analysis of transient seepage through a river embankment by means of centrifuge modelling. Proc. of the 8th Int. Conf. on Unsaturated Soils, Milos, Greece. <https://doi.org/10.1051/e3sconf/202338212008>



PROBABILISTIC GEOTECHNICAL STABILITY ANALYSIS OF VEGETATIVE CRIB WALLS: INITIAL INSIGHTS

Andrea Geppetti

*Università degli Studi di Firenze, Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale
andrea.geppetti@unifi.it*

Amir Hozouri

*Università degli Studi di Firenze, Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale
amir.hozouri@unifi.it*

Alireza Duzandeh

*Università degli Studi di Firenze, Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale
alireza.duzandeh@unifi.it*

Marco Uzielli

*Università degli Studi di Firenze, Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale
marco.uzielli@unifi.it*

Synopsys

Nature-based solutions (NBS) provide sustainable technical means to achieve sustainable geotechnical engineering design following soil and water bioengineering principles. Vegetative crib walls represent one of the most effective NBS for the stabilization of slopes or banks. Geotechnical systems involving NBS are pervaded by significant aleatory and epistemic uncertainties. Despite the ongoing regulatory evolution which shifts design paradigms towards non-deterministic formats, the design of vegetated crib walls typically relies on empiricism and experience. The paucity of quantitative engineering design methods compatible with current design formats hinders the diffusion of geotechnical NBS. This paper aims to contribute to the development of code-compatible geotechnical design methods for vegetated crib walls by addressing the probabilistic analysis of external stability and by comparing the results with the outputs of deterministic approach for an example scenario.

1. Introduction: performance and sustainability

Within the practice of soil and water bioengineering (SWBE), nature-based solutions (NBS) provide a promising technical means to overcome diverse challenges in soil and slope stabilization, erosion control, and ground improvement. NBS are “solutions that are inspired and supported by nature, which are cost-effective, simultaneously provide environmental, social and economic benefits and help build resilience. Such solutions bring diverse natural and natural features and processes into cities, landscapes, and seascapes through locally adapted, resource-efficient, and systemic interventions” (Nature-based solutions 2023). Many NBS stem from ancient practices, including dams and embankments constructed using natural aggregates, vegetated riverbanks, and wooden pile foundations for buildings. These solutions have been rediscovered and are again being implemented in modern engineering interventions. Slope stability and erosion control are currently the most popular domains of application of NBS in

geotechnics. Nature-based engineering solutions commonly used for slope stabilization include live grids (particularly effective against erosive phenomena) and live crib walls. The latter, which lie at the focus of this study, are generally realized by arranging wooden elements (timber logs, bamboo, etc.) to form a box which is subsequently filled with soil. These structures are typically placed against the slope in a similar way to what is done with gabion walls. Plant species can be inserted into the soil and in these cases these systems take the name of live crib walls. Over time, the natural growth of the roots will replace the resistance provided by the trunks which in the meantime will deteriorate. The role and positive impact of vegetation on slope stability are receiving increasing attention on the part of the geotechnical community. It is well known that geotechnical systems are pervaded by significant aleatory and epistemic uncertainties. Aleatory uncertainty stems from the “truly existing” spatial and temporal variability of physical elements. Epistemic uncertainty includes: (a) measurement uncertainty, stemming from the invariably limited precision and accuracy of testing data; (b) statistical uncertainty, resulting from the limited size of data samples from testing and measurements; and (c) transformation uncertainty, surging from the inevitable approximations and simplifications of the complex physical phenomena occurring in geotechnical systems. The inclusion of NBS further increases the magnitude of aleatory and epistemic uncertainty. A very limited number of studies focusing on geotechnical design using NBS are available, and no specific provisions related to green solutions are currently included in geotechnical design codes. This paper aims to contribute to the diffusion of NBS among geotechnical researchers and practitioners by providing a comparative example of deterministic and probabilistic geotechnical design of vegetative crib walls, with specific reference to external stability as described in the following.

2. Geotechnical design of vegetative crib wall

2.1 Reference model

The external stability of live crib walls is investigated with respect to sliding and bearing capacity of the foundation and overturning of the wall in static conditions by means of analytical models taken from a more comprehensive approach proposed by Acharya (2018), which also includes internal stability checks. In external stability assessment methods, live crib walls are assumed to behave as monolithic gravity structures subjected to external loads.

The safety factor with respect to foundation sliding is calculated as

$$FS_{st} = \frac{V \tan \delta}{H} \geq 1.5 \quad (1)$$

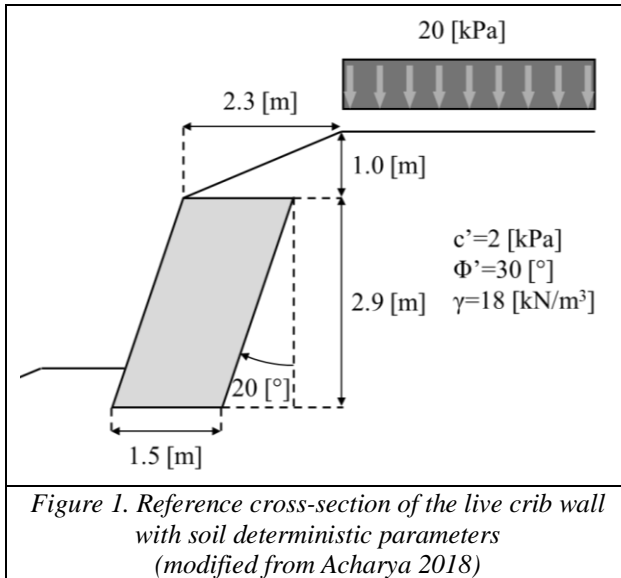
where V and H are the resultants of the vertical and horizontal components of the forces and δ is the friction angle between the base and the soil. The safety factor towards bearing capacity was evaluated with reference to Eurocode 7 Part 1 §9 (CEN, 2004) as:

$$FS_{bc} = \frac{\sigma_b}{\sigma_e} \geq 1.5 \quad (2)$$

where σ_b is the permissible soil stress (assumed) and σ_e is the maximum pressure at the bottom of the wall. The safety factor against overturning is:

$$FS_{ot} = \frac{M_{pas}}{M_{act}} \geq 1.5 \quad (3)$$

where M_{pas} is the moment of the resultant of the stabilizing forces and M_{act} is the moment of the resultant of the un-stabilizing forces. Details of the calculation approaches are not provided here due to



paper length limitations. While dynamic conditions can be addressed by means of a pseudo-static approach, only the static case is considered in this paper.

3. Case-study application

3.1 Description of reference scenario

The case study analysed by Acharya (2018) and adopted in this work involves a single order of live crib walls with a 2.3 m sloping bank which then extends upslope with a horizontal planar surface subjected to a uniform distributed load of 20 kPa. The wall is made with bamboo elements and has a height of 2.9 m with an inclination with respect to the vertical of 20° while the lower and upper bases are horizontal with an extension of 1.5 m (Figure 1). The soil is characterized by an effective cohesion $c'=2$ kPa, a friction angle $\phi'=30^\circ$ and a unit weight $\gamma=18$ kN/m³. The ground pressure inclination angle is assumed to be equal to $\delta = 2/3\phi = 20^\circ$. No groundwater is present. In Acharya (2018), these single-valued parameters provide inputs to the deterministic analysis.

3.2 Probabilistic design

All geotechnical and geometric parameters entering the reference model described above are affected by aleatory and epistemic uncertainties. In this paper, only the aleatory uncertainty related to external loading and the epistemic uncertainty in geotechnical parameters (unit weight, effective cohesion, friction angle, and angle of inclination of earth pressure) are modeled as random variables. Geometric variables of the system and physical parameters of wooden elements are assumed to be deterministic as, specifically for the purpose of external stability checks, their uncertainties can be assumed to be of lesser magnitude and influence.

Statistics and probability provide a wide range of well-established methods of varying complexity for non-deterministic analysis of geotechnical systems. This paper implements the probabilistic estimation of the external stability of vegetated live crib walls (as parameterized by the factors of safety against sliding, overturning, and bearing capacity failure) using Monte Carlo simulation (MCS). MCS entails the generation of sampling distributions for all random variates and the subsequent repeated implementation of the Acharya (2018) design method using inputs sampled from such distributions. Sampling distributions are generated stepwise through: (1) the selection of a suitable distribution type; (2) the assignment of suitable distribution parameters; (3) the modeling of correlation between random variable. This process can rely on subjective and/or objective criteria. In this paper, Gaussian distributions are assumed for all random variates. In this paper, the “nominal” deterministic values used in the example provided in Acharya (2018) are taken as the Gaussian distribution means μ of the respective distributions, while standard deviations are calculated for each random variate from the mean and the respective coefficient of variation (CoV) as $\sigma = \mu \cdot CoV$. The CoV is often used in the subjective definition of sampling distributions as it effectively parameterizes the expert-assigned level of uncertainty in the form of “degree of relative dispersion around the mean value”. According to a well-established “rule of thumb” widely adopted in structural and geotechnical engineering studies, a value of $CoV < 0.10$ is indicative of “low” scatter, a value between 0.10 and 0.30 indicates “medium” scatter, and a value above 0.30 represents a scenario of “high” scatter. CoVs can also be assigned objectively

Table 1. Parameters used in the generation of Gaussian sampling distributions for random parameters and model factors

Parameter	units	mean	CoV
q	[kPa]	20	0.30
γ	[kN/m ³]	18.0	0.10
ϕ'	[°]	30	0.15
c'	[kPa]	2	0.15
δ/ϕ'	[-]	2/3	0.30
MF_{sl}	[-]	1.00	0.10
MF_{ot}	[-]	1.00	0.10
MF_{bc}	[-]	1.00	0.10

through dedicated statistical and probabilistic analyses which lie beyond the scope of this paper.

Mean values and CoVs are assigned to random variables as well as to the analytical models used to calculate the factors of safety against sliding (FS_{sl}), overturning (FS_{ot}), and bearing capacity failure (FS_{bc}). Coefficients of variation are assigned on the basis of existing research and subjective reasoning as given in Table 1. Note that assigning unit distribution means to all model factors parameterizes the hypothesis of unbiasedness.

The modelling of correlation (or lack thereof) between random variates is an important step in the definition of sampling distributions. Geotechnical data are almost invariably multivariate. Past research has highlighted the mutual physical dependencies between numerous geotechnical parameters and has quantified these dependencies for statistical and probabilistic analysis in the form of correlation coefficients ranging between -1 (perfect inverse correlation) and 1 (perfect direct correlation). Accounting for such dependencies entails that the sampling distributions of the various parameters are more adherent to the mechanical properties of real soils. Correlation parameters are assigned on the basis of literature findings and subjective reasoning. Details are not provided here due to length limitations. No correlation is hypothesised between the three model factors and between these and geotechnical input parameters. The resulting correlation matrix is shown in Table 2.

4. Analysis and discussion of results

Sampling distributions of size 10,000 were generated through purposely compiled Python routines to obtain equally sized samples of FS_{sl} , FS_{ot} , and FS_{bc} through MCS. Figure 2a-2h show the Gaussian probability density functions of input variables and the respective relative frequency histograms. Figures 2i-2k plot the relative frequency histograms of the three output factors of safety. Deterministic input values are also reported in each subplot.

The effects and implications of uncertainty modelling and processing can be assessed both qualitatively and quantitatively. It is good practice to perform both types of assessments to obtain a more comprehensive and critical insight. The qualitative assessment relies on visual inspection of Figure 2. A number of observations can be made. For instance, while all probability density functions of input

Parameter	q	γ	ϕ'	c'	δ/ϕ'	MF_{sl}	MF_{ot}	MF_{bc}
q	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
γ	0.00	1.00	0.30	0.10	0.00	0.00	0.00	0.00
ϕ'	0.00	0.30	1.00	-0.50	0.00	0.00	0.00	0.00
c'	0.00	0.10	-0.50	1.00	-0.15	0.00	0.00	0.00
δ/ϕ'	0.00	0.00	0.00	-0.15	1.00	0.00	0.00	0.00
MF_{sl}	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00
MF_{ot}	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00
MF_{bc}	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00

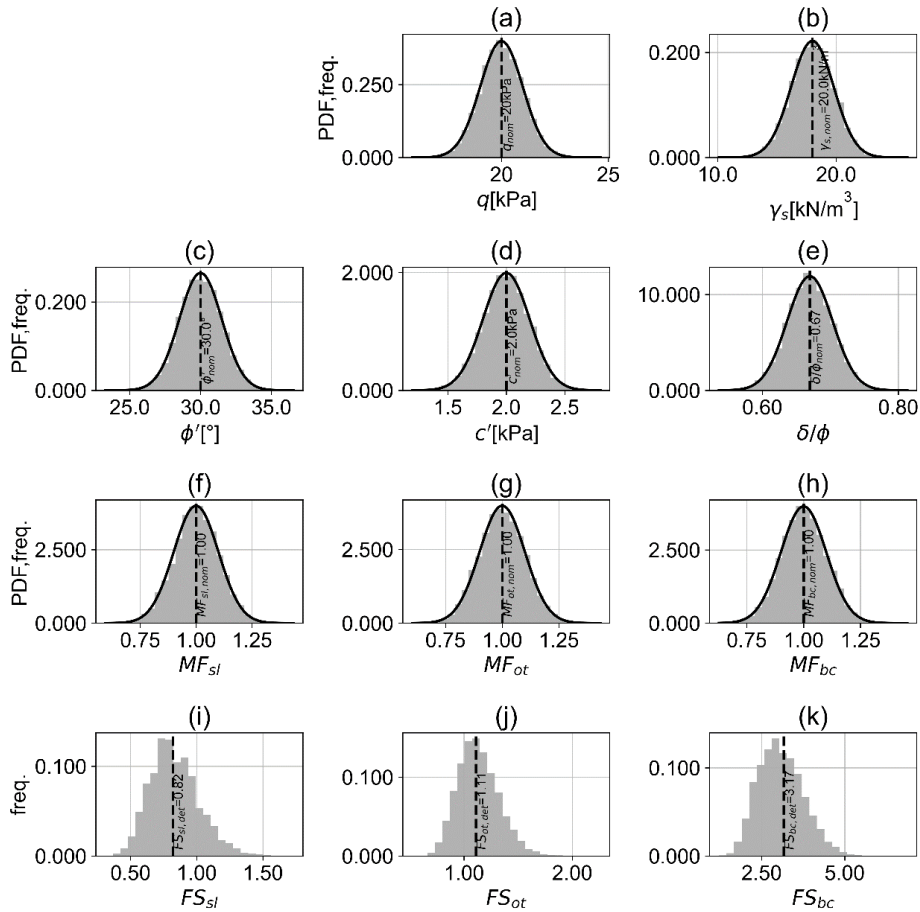


Figure 2. Frequency histograms (input variables and outputs) and probability density functions of sampling distributions (input variables only)

variables are Gaussian and, thus, symmetric, output samples of FS_{sl} , FS_{ot} , and FS_{bc} are not symmetric but are instead, left-skewed. Moreover, sample modes do not coincide with – and are smaller than – deterministic values. Quantitative assessment relies on the comparison of sample statistics of model outputs and the respective deterministic values.

Table 3 reports sample the deterministically model-calculated values and selected statistics for FS_{sl} , FS_{ot} , and FS_{bc} . Sample statistics include mean, coefficient of variation, mode, minimum, and maximum. The frequentist probability of stability P_{safe} , given by the ratio of the number of “performing” instances (i.e., the number of samples for which the factor of safety exceeds unity) to the total number of simulations. is also provided.

Examination of Table 3 allows several observations. First, sample means of FS_{sl} and FS_{ot} are very similar to the respective deterministic values while the difference is somewhat larger, albeit still small, for FS_{bc} . Second, sample modes and sample means are almost coincident for FS_{sl} and FS_{bc} , while the difference is slightly larger for FS_{ot} . Third, sample CoVs suggest “medium” levels of scatter around sample means, attesting to the relevance of uncertainties as assigned in this example. This observation is further supported by the large sample ranges (given by the difference between the maximum and

Output	determ.	mean	CoV	mode	min	max	P_{safe}
FS_{sl}	0.82	0.83	0.22	0.77	0.30	1.85	0.170
FS_{ot}	1.11	1.13	0.17	1.08	0.56	2.04	0.738
FS_{bc}	3.17	3.07	0.22	3.09	1.29	5.94	1.000

minimum values) of the three factors of safety. The most relevant outcome of the study lies perhaps in the possibility to quantify the level of reliability in design. Such information is not available from a deterministic analysis, which only allows to compare output factors of safety with the respective target values given, for instance, by regulatory prescriptions. While deterministic outputs only allow the binary assessment of performance (yes/no), probabilistic analysis allows to quantify design reliability by calculating the frequentist probability of stability. Note that in this case it is not necessary to define arbitrary target deterministic factors of safety such as 1.5 as these values exceed unity as they are meant to account for the “lumped” effect of uncertainties in deterministic inputs.

5. Concluding remarks

This paper presented an initial insight into the quantitative comparison of deterministic and probabilistic assessment of the external stability of a live crib wall with respect to sliding, overturning, and bearing capacity failure mechanisms. The comparison between deterministic and sample statistics of the respective factors of safety allowed the qualitative and quantitative analysis of the effects of the modelling and propagation of uncertainties within the analytical models used to calculate them.

The scope of this paper is limited to the comparative assessment of the effects of probabilistic modelling of parameter and model uncertainties for a single design scheme (given by a specific set of geometric and geotechnical parameters) and a single uncertainty modelling scenario (as given by distribution statistics and correlation matrix). Notwithstanding this intentional restriction which impedes their generalization, the results of this study can be framed within the vast corpus of literature which increasingly demonstrates and exemplifies the many ramifications of probabilistic outputs and the numerous opportunities offered by non-deterministic analyses. The future extension of this approach to a broad set of design schemes and uncertainty modelling scenarios will allow the generalisation of the results and the conduction of important analyses aimed at the possible inclusion of NBS-specific provisions in geotechnical design codes through, for instance, the calibration of partial factors to achieve a uniform level of reliability in design in a LRFD format.

Acknowledgements

This research was partially funded by the Horizon Europe project ARAGORN under grant agreement 101112723.

References

1. Acharya, M. S. (2018). Analytical approach to design vegetative crib walls. *Geotechnical and Geological Engineering*, 36(1), 483-496.
2. Brundtland, G.H. 1987. *Our common future: report of the World Commission on environment and development*. Oxford University Press, UK.
3. CEN - European Committee for Standardization (2004) - EN 1997-1:2004 - Eurocode 7 “Geotechnical design – Part 1: general rules”. CEN, Bruxelles, Belgium.
4. Dixit M.K., Fernández-Solis J.L., Lavy S., and Culp C.H. 2010. Identification of parameters for embodied energy measurement: a literature review. *Energy and Buildings*, 42: 1238–1247.
5. Nature-based solutions. (2023, December 11). *Research and Innovation*. https://research-and-innovation.ec.europa.eu/research-area/environment/nature-based-solutions_en



MODELLAZIONE NUMERICA DI COLATE DETRITICHE POST-INCENDIO: IL CASO DI BUSSOLENO (TO) 2018

Giulia La Porta
Politecnico di Torino
giulia.laporta@polito.it

Alessandro Leonardi
University of Sheffield
a.leonardi@sheffield.ac.uk

Marina Pirulli
Politecnico di Torino
marina.pirulli@polito.it

Sommario

Le colate detritiche innescate da pioggia sono fenomeni frequenti nelle regioni montane. Con il persistere dei cambiamenti climatici, cresce la necessità di comprendere le dinamiche di questi flussi per mitigare i rischi associati al loro potenziale distruttivo. Tra i fattori contributivi, comuni in molte parti del mondo sono gli incendi, che svolgono un ruolo significativo, inducendo sostanziali cambiamenti nelle proprietà del terreno. Questo articolo esamina un evento avvenuto nel 2018 a Bussoleno, nel Nord-Ovest dell'Italia, in un'area precedentemente colpita da un incendio, ma all'interno di una regione dove i flussi detritici indotti dagli incendi sono rari. Lo studio introduce le proprietà e le condizioni del sito, insieme alle caratteristiche della colata detritica. Successivamente, viene descritta un'analisi numerica preliminare, utilizzando un modello basato sulle equazioni di St. Venant mediate sulla profondità per replicare il fenomeno di propagazione.

1. Introduzione

Flussi di fango e detriti nelle aree montane sono frequenti e spesso innescati dall'apporto idrico, tipicamente associato a eventi di pioggia intensa (Jakob and Hungr, 2005). Questi fenomeni sono caratterizzati da lunghe distanze di propagazione ed elevate velocità (fino a 20 m/s). Pertanto, il loro potere distruttivo è significativo. La crescente urbanizzazione negli ambienti montani aumenta il rischio legato all'esposizione di vite umane, strutture e infrastrutture. Inoltre, con il cambiamento climatico in corso, la frequenza di questi fenomeni è in aumento (e.g., Stoffel et al., 2014). Tra i molti fattori predisponenti i flussi di detrito si annoverano gli incendi: specialmente nelle aree vegetate, gli incendi causano un improvviso aumento dei sedimenti disponibili e modificano drasticamente le proprietà idromeccaniche dei terreni (Peduto et al., 2022). Le ceneri dovute alla combustione limitano la capacità di infiltrazione del terreno, portando ad un aumento del deflusso superficiale. Inoltre, le aree vegetate bruciate sono più suscettibili alla mobilitazione dei detriti.

Nell'articolo viene analizzato un esempio di tali fenomeni: il flusso di detriti indotto da pioggia, avvenuto il 7 giugno 2018 a Bussoleno, in Val di Susa, nella regione Piemonte (Italia). Tra i fattori predisponenti si è riconosciuto l'incendio verificatosi l'anno precedente all'evento. Inoltre, una stagione particolarmente piovosa ha preceduto la colata detritica. La massa mobilizzata era eterogenea e pertanto è stato individuato un doppio percorso di flusso relativo alle porzioni più grossolane e più fini della miscela. Gli autori presentano un lavoro numerico preliminare per riprodurre il fenomeno, eseguito utilizzando un modello integrato, RASH3D (Pasqua et al., 2022). In particolare, la modellazione della fase dinamica dell'evento ha permesso di individuare la reologia più adatta a riprodurre il comportamento del flusso. Attraverso le simulazioni mostrate, vengono infine evidenziati gli aspetti critici da affrontare per un'analisi numerica efficace della colata detritica oggetto di studio.

2. Descrizione dell'evento

Bussoleno è un piccolo comune situato nella regione Piemonte, nel Nord-Ovest dell'Italia, nella parte centrale della Val di Susa (Figura 1). L'area di interesse è il bacino idrografico *Comba delle Foglie*, interamente posizionato nel comune di Bussoleno e drenato dalla Dora Riparia, affluente del fiume Po. Il bacino idrografico si estende per 1,37 km² ed è caratterizzato da pendii ripidi, generalmente superiori ai 35° (Arpa Piemonte, 2018). La località di San Lorenzo (una porzione del comune di Bussoleno) si trova sul conoide alluvionale di *Comba delle Foglie* (Figura 1c).

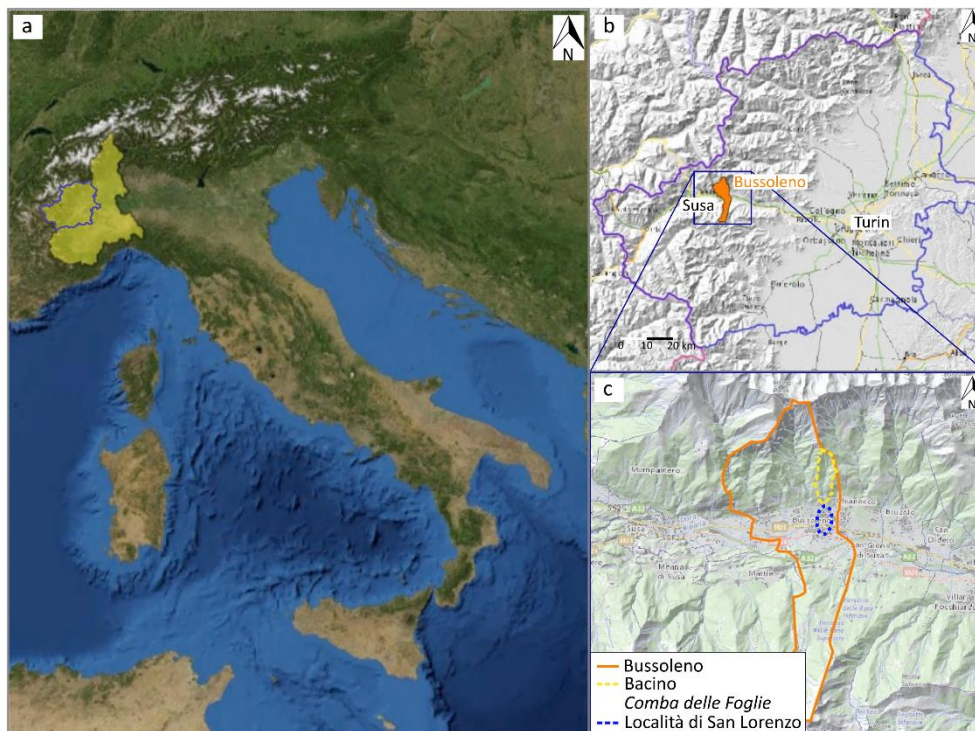


Fig 1. (a) Val di Susa, Piemonte; (b) area di Bussoleno; (c) bacino *Comba delle Foglie* e località di San Lorenzo.

Il 7 giugno 2018, un flusso di fango e detriti innescato nel bacino *Comba delle Foglie* ha colpito l'area di San Lorenzo. Secondo un rapporto tecnico dell'Agenzia Regionale per la Protezione Ambientale del Piemonte (Arpa), l'evento è stato caratterizzato da un volume mobilizzato di circa 15.000 – 20.000 m³ e da una lunga distanza di propagazione (Arpa Piemonte, 2018). Fortunatamente, non sono state registrate vittime, ma numerosi edifici sono stati gravemente danneggiati e le infrastrutture e la viabilità sono state compromesse. Due edifici sono stati distrutti dall'impatto con il fronte del flusso.

Tra i fattori predisponenti, i gravi incendi della Val di Susa che hanno colpito l'area nell'autunno del

2017 devono certamente essere considerati (Figura 2). Gli incendi sono stati innescati e poi favoriti da condizioni climatiche avverse: il mese di ottobre era stato particolarmente caldo, con temperature superiori alle medie dei decenni precedenti. Inoltre, lo stesso mese era risultato il più secco degli ultimi 60 anni. Infine, l'aumento della ventilazione ed i numerosi episodi di foehn hanno contribuito all'innescarsi ed al rapido propagarsi degli incendi. Secondo un rapporto della Regione, la parte alta del bacino è stata fortemente colpita, mentre la parte inferiore è stata moderatamente danneggiata (Regione Piemonte, 2019). Di conseguenza, quasi tutta la superficie vegetata è stata bruciata, con importanti conseguenze sulle proprietà idro-meccaniche del terreno, una ridotta capacità di infiltrazione e una maggiore disponibilità di materiale da mobilitare.

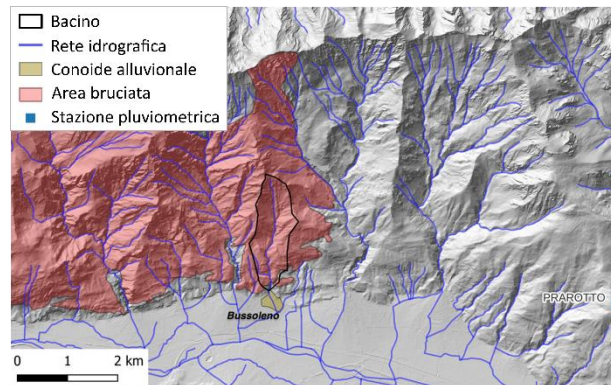


Fig 2. Incendio della Val di Susa, nell'autunno 2017, che ha colpito il bacino di Comba delle foglie (modificato da Tiranti et al., 2021).

Il fattore scatenante è stato un andamento anomalo delle precipitazioni: un inverno particolarmente piovoso e una stagione primaverile con precipitazioni cumulate eccezionalmente elevate hanno caratterizzato l'area prima della colata detritica di giugno (Arpa Piemonte, 2018). Inoltre, il mese precedente l'evento ha visto piogge continue (Figura 3a). In quest'ultimo periodo, inondazioni e flussi di fango e detriti si sono sviluppati nel bacino di *Comba delle Foglie* e, seppur in magnitudo limitata, hanno movimentato materiale eroso, rendendolo disponibile per successivi inneschi. Il bacino di interesse non aveva mostrato attività significativa per un lungo periodo di tempo prima dell'evento; pertanto, il conoide alluvionale era completamente urbanizzato. Così, il 7 giugno 2018, il materiale mobilizzato, non avendo alcun canale di scarico naturale, ha inondato l'insediamento.

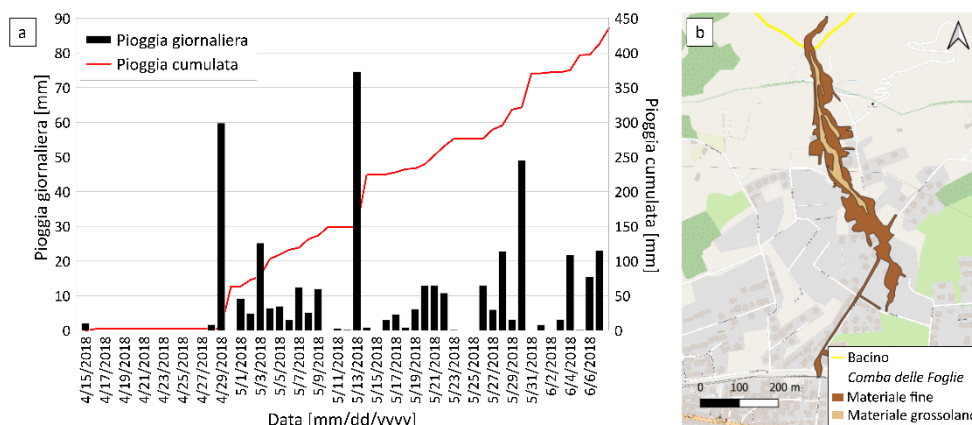


Fig 3. (a) Dati di pioggia registrati durante il periodo precedente all'evento di colata detritica di giugno 2018, dalla stazione pluviometrica di Prarotto (Figura 2) - Arpa Piemonte (2018) e Tiranti et al. (2021); (b) Perimetrazione del deposito della colata detritica del 7 giugno (Arpa Piemonte, 2018).

Per quanto riguarda le dinamiche del flusso, secondo il rapporto tecnico di Arpa Piemonte (2018) il materiale più grossolano si è depositato sul conoide alluvionale e ha coperto un'area di circa 35.000 m²,

con profondità di flusso superiori a 1,5 m in corrispondenza degli ostacoli. Il materiale più fine si è invece propagato ulteriormente all'interno del villaggio, con profondità di flusso inferiori. Il percorso del flusso detritico è rappresentato in Figura 3b.

3. Modello numerico

L'analisi dinamica della colata di fango e detriti di Bussoleno del 2018 è stata effettuata utilizzando il software RASH3D (Pasqua et al., 2022). L'obiettivo del lavoro numerico è l'analisi dell'interazione del flusso con il comune, e specificamente con l'area di San Lorenzo. Il codice numerico è basato sulle equazioni di St. Venant mediate sulla profondità e consente la simulazione della propagazione di frane di tipo flusso. Il software richiede come input il Modello Digitale del Terreno (DTM), il volume e la posizione della massa mobilizzata, e i parametri reologici che simulano il comportamento della miscela reale.

Il DTM è caratterizzato da celle 5x5 m. Gli edifici sono inseriti nel DTM aggiungendo un'altezza costante all'elevazione del terreno. Per quanto riguarda la massa mobilizzata, il volume innescato stimato da Arpa Piemonte (2018) è stato utilizzato per calibrare l'input. A tal proposito, è stato considerato un valore medio di 17.000 m³. Le informazioni relative alla posizione della massa innescata erano insufficienti per individuare delle zone di innesco; pertanto, gli autori hanno ipotizzato un'area di innesco concentrata lungo il canale del bacino. Specificamente, l'area si trova lungo la linea centrale del bacino, come apprezzabile dalla Figura 4a. Questa zona è stata scelta in quanto una delle più colpite dagli incendi del 2017, e, poiché caratterizzata da pendii ripidi, è ragionevole assumere che abbia contribuito maggiormente alla fornitura di detriti. In accordo col volume di calibrazione di 17.000 m³, il terreno mobilizzato è profondo 1,15 metri nell'area di innesco.

La reologia di tipo Voellmy è stata primariamente scelta per simulare il comportamento dinamico del flusso, poiché tipicamente adottata per la modellazione di eventi in bacini con caratteristiche simili. Essa combina un termine di attrito alla Coulomb ed un termine turbolento per definire la resistenza al taglio basale τ , in valore assoluto pari a:

$$\tau = \rho g h \tan \varphi + \frac{\rho g}{\xi} v^2.$$

Nell'equazione, $\tan \varphi$ è il coefficiente di attrito globale, ξ è il coefficiente di turbolenza, ρ è la densità e g la gravità, e h e v sono rispettivamente l'altezza del flusso e la velocità del flusso mediata sulla profondità (Pirulli et al., 2018). I parametri reologici φ e ξ sono stati testati in intervalli di valori suggeriti dalla letteratura (Hungr e Evans, 1996): $\tan \varphi$ è stato variato tra 0,03 e 0,2, mentre ξ tra 100 e 1000 m/s².

La reologia alla Voellmy, contrariamente a quanto atteso, non si è dimostrata essere la più adatta per la riproduzione dell'evento, e in particolare dell'estrema fluidificazione dei materiali mobilitati. Dunque, analizzando il comportamento dinamico del flusso, si è resa necessaria l'adozione di una reologia di tipo Bingham, ampiamente utilizzata in casi di flussi fangosi (La Porta et al., 2024).

Un fluido alla Bingham si comporta da materiale rigido al di sotto di una tensione di snervamento τ_0 , e come un materiale viscoso al di sopra della stessa. La resistenza al taglio basale è così definita:

$$\tau = \tau_0 + \nu_B \frac{v}{h}.$$

Nell'equazione, ν_B è il coefficiente di viscosità dinamica e τ_0 è la tensione di snervamento plastico. La calibrazione è stata eseguita mediante confronto con il percorso del flusso osservato e indicazioni sulle altezze massime di flusso nell'area di San Lorenzo (Arpa Piemonte, 2018).



Fig 4. (a) Posizionamento dell'innesco concentrato simulato; (b) e (c) risultati del modello numerico in corrispondenza del centro abitato: (b) simulazione con reologia Voellmy; (c) simulazione con reologia Bingham.

4. Risultati e discussione

La Figura 4 riporta i risultati delle analisi numeriche, in termini di altezze massime del flusso di fango e detriti nell'area urbana. In particolare, la Figura 4b contiene la simulazione dell'evento dinamico, in prossimità del centro abitato, adottando la reologia di tipo Voellmy, con coefficiente di attrito di 0.05 e coefficiente di turbolenza di 500 m/s^2 (nell'intervallo di valori tipici di letteratura – e.g. Hürlimann et al, 2003), che hanno fornito i risultati più rappresentativi. Analogamente, la Figura 4c contiene il risultato numerico della propagazione del flusso di tipo Bingham, con tensione di snervamento di 80 Pa, e coefficiente di viscosità dinamica pari a $40 \text{ Pa}\cdot\text{s}$, calibrati al fine di riprodurre il percorso osservato (Figura 3b).

A questo stadio del lavoro, la simulazione consente di evidenziare le potenzialità e le limitazioni dell'approccio numerico adottato. Il modello numerico con comportamento reologico alla Voellmy è in grado di riprodurre il percorso principale seguito dal materiale più grossolano, tuttavia l'area sommersa risulta sovrastimata. Al contrario, il flusso di tipo Bingham simula con maggiore precisione quanto osservato durante l'evento, relativamente al materiale grossolano. Tuttavia, poiché il software modella un flusso monofase, al momento il modello non è in grado di riprodurre i diversi percorsi seguiti dalle frazioni più fini e più grossolane della miscela reale. Inoltre, due principali questioni necessitano di ulteriori approfondimenti: in primo luogo, la risoluzione del DTM. Per simulare meglio il comportamento dei flussi detritici all'interno di un centro urbano denso, è necessaria una griglia più fine. In secondo luogo, l'ipotesi di innesco concentrato si traduce, in termini di comportamento dinamico, in parametri reologici della legge di Bingham estremamente sottostimati rispetto ai valori suggeriti in letteratura (e.g. Phillips and Davies, 1991). Pertanto, un'analisi più approfondita della fase di innesco, considerando un'instabilità distribuita all'interno del bacino (in accordo con quanto ipotizzato sulla base delle osservazioni in loco nei giorni immediatamente prossimi all'evento), è necessaria al fine di una riproduzione più fedele della colata detritica in studio.

5. Conclusioni

Il documento descrive una colata detritica innescata da piogge, avvenuta a Bussoleno (Italia nord-occidentale) nel giugno del 2018, in un'area precedentemente colpita da incendi. Poiché i flussi detritici erano rari sul pendio di Bussoleno, l'area non era adeguatamente attrezzata per contenere le

conseguenze, e quindi il centro abitato è stato colpito, riportando gravi danni a strutture e infrastrutture. Attraverso osservazioni sul campo, è stato individuato un doppio percorso di flusso durante la propagazione: la porzione più grossolana della miscela ha colpito gli ostacoli (principalmente edifici) con altezze di flusso significative e si è fermata rapidamente, rispetto alla frazione più fine che ha percorso una distanza maggiore e ha mostrato altezze di flusso inferiori nell'area urbana.

L'articolo presenta una modellazione numerica preliminare dell'evento, eseguita attraverso RASH3D. L'obiettivo perseguito è consistito nell'analisi dell'interazione del flusso con il villaggio. Il software modella un fluido equivalente monofase, per riprodurre la reale miscela eterogenea. La modellazione ha visto l'utilizzo di due reologie a confronto: la reologia di Voellmy, composta da un termine attritivo ed uno turbolento per definire la resistenza al taglio basale, e il modello di Bingham, che consiste in una tensione di snervamento, al di sotto del quale il comportamento del flusso è rigido, ed un termine dissipativo turbolento che ne regola il comportamento dinamico. I parametri sono stati calibrati attraverso un'analisi a ritroso.

Le simulazioni hanno mostrato che, diversamente da quanto atteso in base a modellazioni di eventi su bacini con caratteristiche simili, il modello di Bingham è risultato più efficace nella riproduzione del percorso della matrice più grossolana: è ragionevole ipotizzare una modifica del comportamento reologico del terreno a seguito dell'incendio. Tuttavia, il software non è in grado di riprodurre il doppio percorso del flusso della miscela, essendo limitato dall'adozione di un fluido monofase equivalente per modellare il comportamento della miscela eterogenea. Inoltre, la dimensione della maglia del DTM, essendo il centro abitato densamente urbanizzato e la scala del flusso piccola, potrebbe non essere sufficientemente fitta per un'analisi affidabile dell'interazione con i molteplici ostacoli che hanno influenzato il percorso del flusso. Infine, una modellazione della fase di innesco approfondita, considerando gli effetti dell'incendio ed una distribuzione diffusa delle aree di innesco, permetterebbe una riproduzione più attendibile del fenomeno.

Ringraziamenti

Studio condotto nell'ambito del Partenariato Esteso RETURN, finanziato dall'Unione Europea – NextGenerationEU (Piano Nazionale di Ripresa e Resilienza – PNRR, Missione 4 Componente 2, Investimento 1.3 - D.D. 1243 2/8/2022, PE0000005).

Bibliografia

- Arpa Piemonte (2017). Rapporto tecnico sulla qualità dell'aria e sulle attività dell'agenzia a supporto dell'emergenza per gli incendi boschivi in Piemonte nel mese di ottobre 2017. Tech. rep.
- Arpa Piemonte (2018). Rapporto evento del 07/06/2018. Colata detritica nel comune di Bussoleno. Tech. rep.
- Hürlimann, M., Rickenmann, D. and Graf, C., 2003. Field and monitoring data of debris-flow events in the Swiss Alps. *Canadian geotechnical journal*, 40(1), pp.161-175.
- Jakob M., Hungr O. (2005). Debris-flow hazards and related phenomena. Vol. 739. Berlin: Springer.
- La Porta, G., Leonardi, A., Pirulli, M., Cafaro, F., & Castelli, F. (2024). Time-resolved triggering and runout analysis of rainfall-induced shallow landslides. *Acta Geotechnica*, 19(4), 1873-1889.
- Pasqua A., Leonardi A., Pirulli M. (2022). Coupling Depth-Averaged and 3D numerical models for the simulation of granular flows. *Computers and Geotechnics*, 149:104879.
- Peduto D., Iervolino L., Esposito G., Foresta V., Matano F. and Masi R. (2022). Clues of wildfire-induced geotechnical changes in volcanic soils affected by post-fire slope instabilities. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 81(10), 454.
- Phillips, C.J. and Davies, T.R. (1991). Determining rheological parameters of debris flow material. *Geomorphology*, 4(2), pp.101-110.
- Stoffel M, Tiranti D, Huggel C. (2014). Climate change impacts on mass movements—case studies from the European Alps. *Science of the Total Environment*, 493:1255-66.
- Tiranti D., Cremonini R., Sanmartino D. (2021). Wildfires effect on debris flow occurrence in Italian western Alps: Preliminary considerations to refine debris flow early warnings system criteria. *Geosciences* 11(10), 422.



ANALISI DELL'INTERAZIONE TRA FRANE LENTE E INFRASTRUTTURE VIARIE A SCALA COMUNALE NELLA VALLE DEL FIUME BASENTO

Gaetano Pecoraro, Gianfranco Nicodemo, Rosa Menichini,
Davide Luongo, Dario Peduto, Michele Calvello

Dipartimento di Ingegneria Civile (DICIV), Università degli Studi di Salerno

gpecoraro@unisa.it, gnicodemo@unisa.it, rmenichini@unisa.it,

dluongo@unisa.it, dpeduto@unisa.it, mcalvello@unisa.it

Sommario

La nota propone una procedura finalizzata ad analizzare l'interazione tra frane a cinematica lenta e infrastrutture viarie a scala comunale allo scopo di individuare i tratti stradali maggiormente esposti al rischio. La procedura proposta si basa sull'utilizzo combinato di mappe di suscettibilità, dati derivanti dall'elaborazione di immagini satellitari acquisite da sensori Radar ad Apertura Sintetica (SAR) mediante tecniche interferometriche differenziali (DInSAR) e rilievo del danno da remoto tramite Google Street View. Lo studio si inquadra tra le attività di ricerca svolte nell'ambito del Progetto MITIGO "Mitigazione dei rischi naturali per la sicurezza e la mobilità nelle aree montane del Mezzogiorno" e presenta la procedura utilizzata per la valutazione dell'esposizione al rischio da frane a cinematica lenta nei tratti stradali di collegamento tra la SS 407 Basentana e i comuni di Vaglio Basilicata, Brindisi Montagna, Trivigno, Castelmezzano e Pietrapertosa.

1. Introduzione

Le frane a cinematica lenta possono compromettere le condizioni di esercizio delle infrastrutture viarie causando un rischio per l'incolumità degli utenti e perdite economiche connesse alle attività di manutenzione straordinaria. Gli impatti possono essere particolarmente rilevanti in contesti montani dove la rete viaria è realizzata in zone altamente suscettibili a fenomeni franosi e la bassa densità di percorsi disponibili rende difficoltosa l'individuazione di soluzioni alternative (Pellicani et al., 2017). Per tali ragioni, la valutazione dell'esposizione al rischio da frana lungo infrastrutture viarie sta assumendo sempre più rilevanza nella comunità scientifica (Ferlisi et al., 2021; Liu et al., 2022; Nappo et al., 2019; Zhou et al., 2023; Zhang et al., 2023).

In questa nota è proposta una procedura per l'analisi a scala comunale dell'interazione tra i fenomeni franosi a cinematica lenta e la rete stradale. La classificazione del livello di esposizione avviene combinando tre tipi di indicatori: indice di suscettibilità, classe di movimento e livello di severità del danno. La procedura è stata testata analizzando la rete stradale di collegamento tra la SS 407 Basentana e cinque comuni situati nel bacino del fiume Basento.

2. Approccio metodologico

La procedura per la valutazione dell'esposizione di infrastrutture viarie al rischio da frana a scala comunale è stata implementata sulla base di quanto proposto da Pecoraro et al. (2023). Essa è articolata in tre fasi successive: analisi statistica per la zonazione della suscettibilità da frana; combinazione dei tre indicatori di esposizione; classificazione dei tratti stradali sulla base del livello di esposizione.

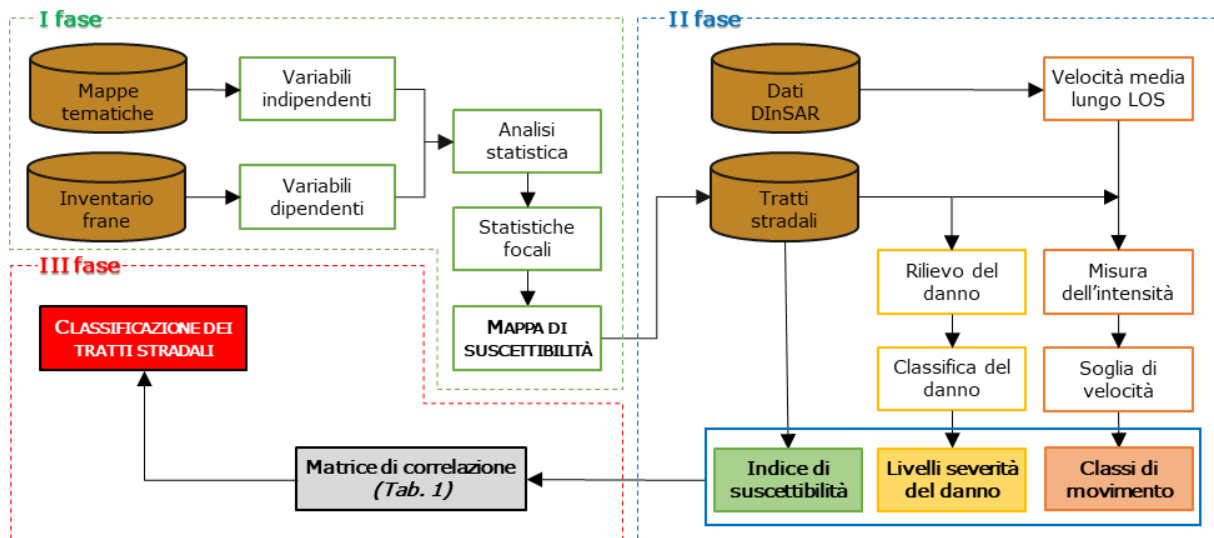


Fig 1. Procedura per la valutazione dell'esposizione al rischio da frane a cinematica lenta della rete stradale a scala comunale combinando informazioni provenienti da mappe di suscettibilità, analisi di dati DInSAR e rilievo del danno (modificata da: Pecoraro et al., 2023).

Nella *I fase*, è condotta un'analisi statistica attraverso correlazioni bivariate tra le variabili indipendenti (le variabili spaziali significative derivate da mappe tematiche disponibili per l'area di studio) e le variabili dipendenti (i fenomeni franosi a cinematica lenta). L'analisi della suscettibilità da frana si basa sulla discretizzazione del territorio in due classi di unità territoriali (Calvello et al., 2013): le unità di calcolo (TCU) da utilizzare come domini territoriali omogenei per la calibrazione e la validazione del modello di analisi; e le unità di zonazione (TZU) da utilizzare per la produzione di mappe di zonazione. Nella *II fase*, le TZU che intersecano la rete stradale vengono individuate introducendo un buffer disposto simmetricamente in direzione ortogonale rispetto alla mezzeria della sezione stradale. A ogni TZU vengono associati tre indicatori:

- indice di suscettibilità (SI): derivato dall'analisi statistica condotta nella I fase;
- classe di movimento (v): assegnata sulla base dei valori di velocità media DInSAR registrata da pixel (PS) coerenti lungo la linea di vista (LOS) sensore-bersaglio rispetto alla soglia di accuratezza (Cascini et al., 2013);
- livello di severità del danno (D): assegnato a ciascun tratto stradale come risultato di un rilievo virtuale condotto mediante Google Street View (Nappo et al., 2019) sulla base della classifica proposta da Ferlisi et al (2021).

Nella *III fase*, le informazioni associate ai suddetti indicatori sono analizzate come variabili dicotomiche e confrontate al fine di assegnare una classe di esposizione a ogni TZU secondo i criteri definiti dalla matrice di correlazione riportata in Tabella 1.

Tab 1. Matrice di correlazione: definisce i criteri per l'assegnazione della classe di esposizione tenendo conto dell'indice di suscettibilità (SI), della classe di movimento (v) e del livello di severità del danno (D).

#combinazione	SI	v	D	Classe di esposizione
01	> 0	in movimento	danneggiato	E4
02	> 0	in movimento	non danneggiato	E3
03	> 0	non in movimento	danneggiato	E3
04	< 0	in movimento	danneggiato	E3
05	> 0	non in movimento	non danneggiato	E2
06	< 0	in movimento	non danneggiato	E2
07	< 0	non in movimento	danneggiato	E2
08	< 0	non in movimento	non danneggiato	E1

Infine, l'assegnazione della classe di esposizione a tratti stradali di lunghezza predefinita (E) avviene aggregando le classi di esposizione assegnate alle TZU che intersecano la rete stradale attraverso una media pesata (Eq. 1):

$$E = \frac{\sum_{i=1}^4 c_{Ei} \times n_{Ei}}{\sum_{i=1}^4 n_{Ei}} \quad (1)$$

dove c_{Ei} rappresenta il peso assegnato alla classe di esposizione i -esima; n_{Ei} è il numero di TZU di classe di esposizione i -esima presenti in un determinato tratto stradale.

3. Area di studio

L'area di studio comprende cinque comuni situati nel bacino del fiume Basento in Basilicata: Vaglio Basilicata, Brindisi Montagna, Trivigno, Castelmezzano e Pietrapertosa (Fig. 2). Dal punto di vista morfologico, il territorio è costituito prevalentemente dalla catena montuosa dell'Appennino Lucano, mentre il contesto geologico è caratterizzato da un'alternanza di successioni mesozoico-terziarie riferibili all'Unità di Lagonegro, costituite da argille e marne rosse e verdi con intercalazioni di strati carbonatici (Urciuoli et al., 2016). Le caratteristiche litologico-strutturali rendono l'area di studio particolarmente suscettibile all'innesco di fenomeni franosi a cinematica lenta, in particolare colamenti lenti, scivolamenti e fenomeni di creep. Infatti, l'inventario dei fenomeni franosi della UoM Regionale Basilicata riporta un totale di 3395 frane a cinematica lenta in quest'area.

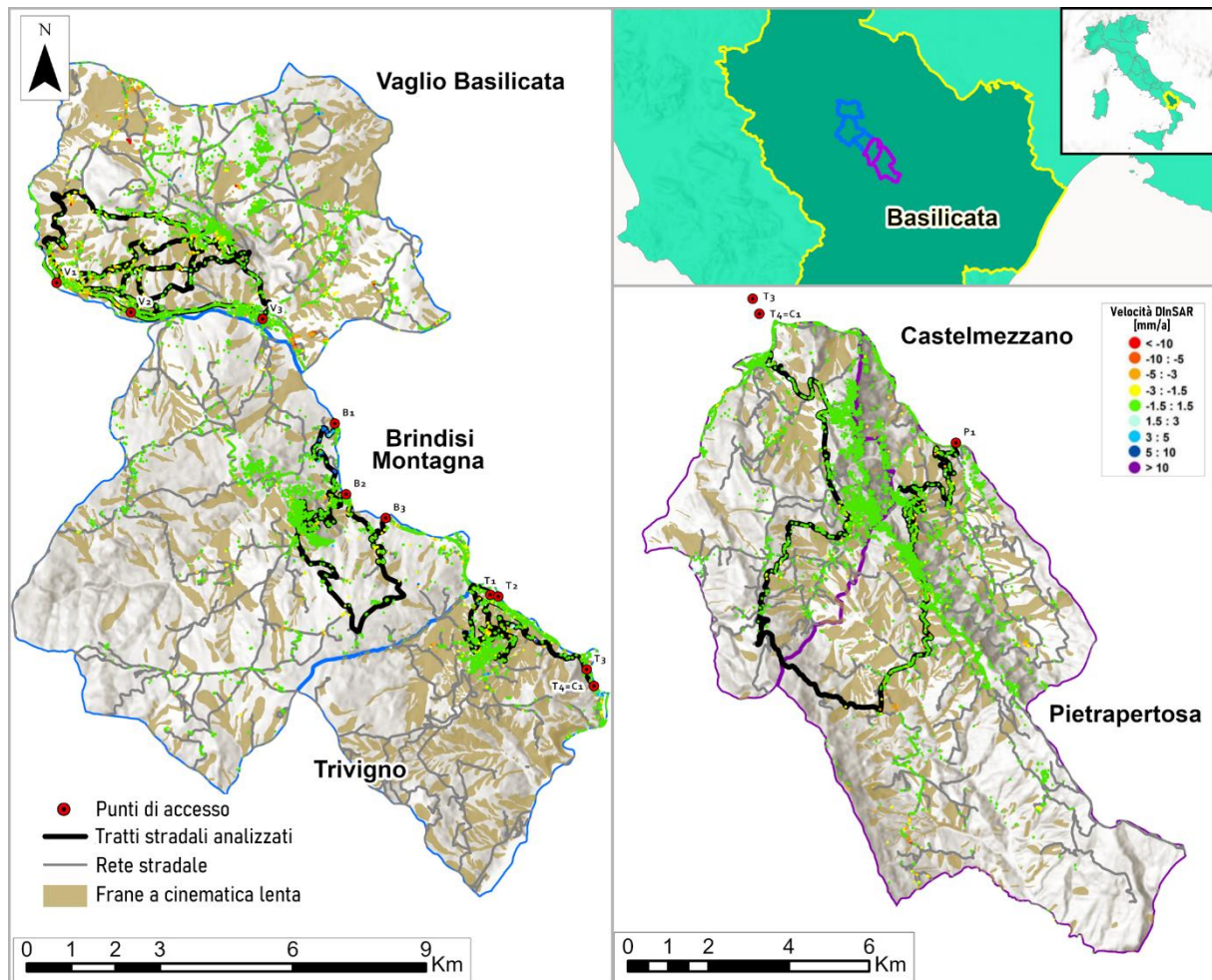


Fig 2. Mappa dell'area di studio che riporta le frane mappate nell'inventario dei fenomeni franosi della UoM Regionale Basilicata, i dati DInSAR con i valori di velocità media annua registrati lungo la LOS egite la rete stradale (i tratti stradali di collegamento tra la SS 407 Basentana e i centri comunali sono evidenziati in nero).

Lo studio è focalizzato sui tratti stradali strategici nell'area di studio. Di conseguenza, sono stati considerati i tratti di collegamento tra la i punti di accesso sulla SS 407 Basentana (3 per Vaglio Basilicata, 3 per Brindisi Montagna, 4 per Trivigno, 1 per Castelmezzano e 1 per Pietrapertosa) e i cinque centri comunali (tratti stradali evidenziati in nero in Fig. 2).

4. Risultati

La procedura descritta nel Capitolo 2 è stata applicata per la valutazione dell'esposizione al rischio da frana nei tratti stradali di collegamento tra la SS 407 Basentana e i cinque centri comunali.

A tal fine, è stata dapprima condotta un'analisi della suscettibilità sui territori comunali utilizzando dieci variabili indipendenti (distanza dalle strade, distanza dai corsi d'acqua, pendenza, terrain ruggedness index, topographic position index, aspetto, curvatura planare, flow accumulation, indice topografico e stream power index) e le frane a cinematica lenta mappate dalla UoM Regionale Basilicata come variabile dipendente.

Successivamente, con riferimento alle TZU che intersecano i tratti stradali analizzati, sono state assegnate le classi di movimento confrontando le velocità medie annue derivate dai dati DInSAR con il valore soglia di 1,5 mm/anno. Dal rilievo del danno alla sede stradale condotto tramite Google Street View sono stati derivati i livelli di severità del danno da assegnare alle diverse sezioni stradali in accordo alla classificazione proposta da Ferlisi et al. (2021).

Infine, queste informazioni sono state poi combinate e confrontate per determinare la classe di esposizione di ogni TZU sovrapponibile ai tratti stradali analizzati sulla base dei criteri esposti in Tab. 1. Le informazioni sono state aggregate applicando l'Eq. 1 e considerando tratti stradali di lunghezza pari a 100 m, al fine di fornire delle informazioni utili ai gestori dell'infrastruttura viaria. La Figura 3 mostra i risultati ottenuti sintetizzando il numero di tratti stradali appartenenti alle diverse classi di esposizione per ognuno dei cinque comuni analizzati.

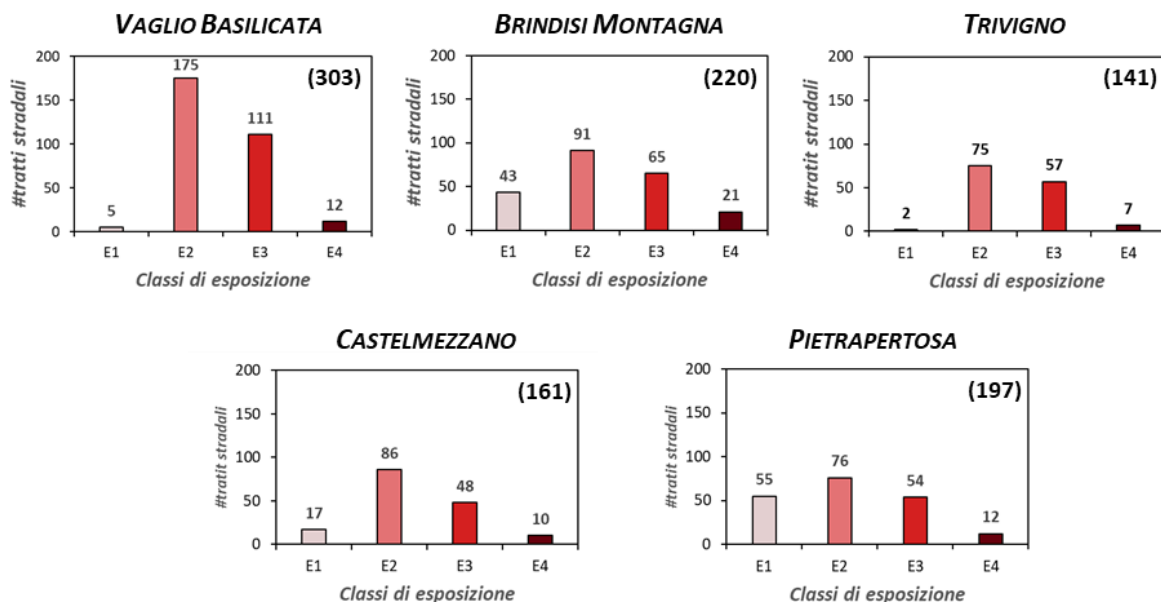


Fig 3. Valutazione dell'esposizione al rischio da frane a cinematica lenta dei tratti stradali analizzati nei comuni di Vaglio Basilicata, Brindisi Montagna, Trivigno, Castelmezzano e Pietrapertosa. Nelle parentesi sono riportati i tratti totali nei quali è stata suddivisa la rete stradale analizzata in ogni comune.

Dall'analisi dei risultati emerge che la percentuale di tratti stradali che ricadono in classe E3 ed E4 varia tra il 33,50% di Pietrapertosa e il 45,39% di Trivigno. Questi dati testimoniano la significativa esposizione al rischio da frana delle reti stradali nei cinque comuni. Analizzando i risultati in termini

assoluti e prendendo come riferimento la classe di esposizione al rischio più elevata, è possibile osservare come il numero di tratti in classe E4 sia compreso tra 7 (Trivigno) e 21 (Brindisi Montagna). La posizione di tali tratti può essere individuata consultando le mappe dell'esposizione al rischio da frana, di cui si riportano degli estratti a titolo esemplificativo in Figura 4.

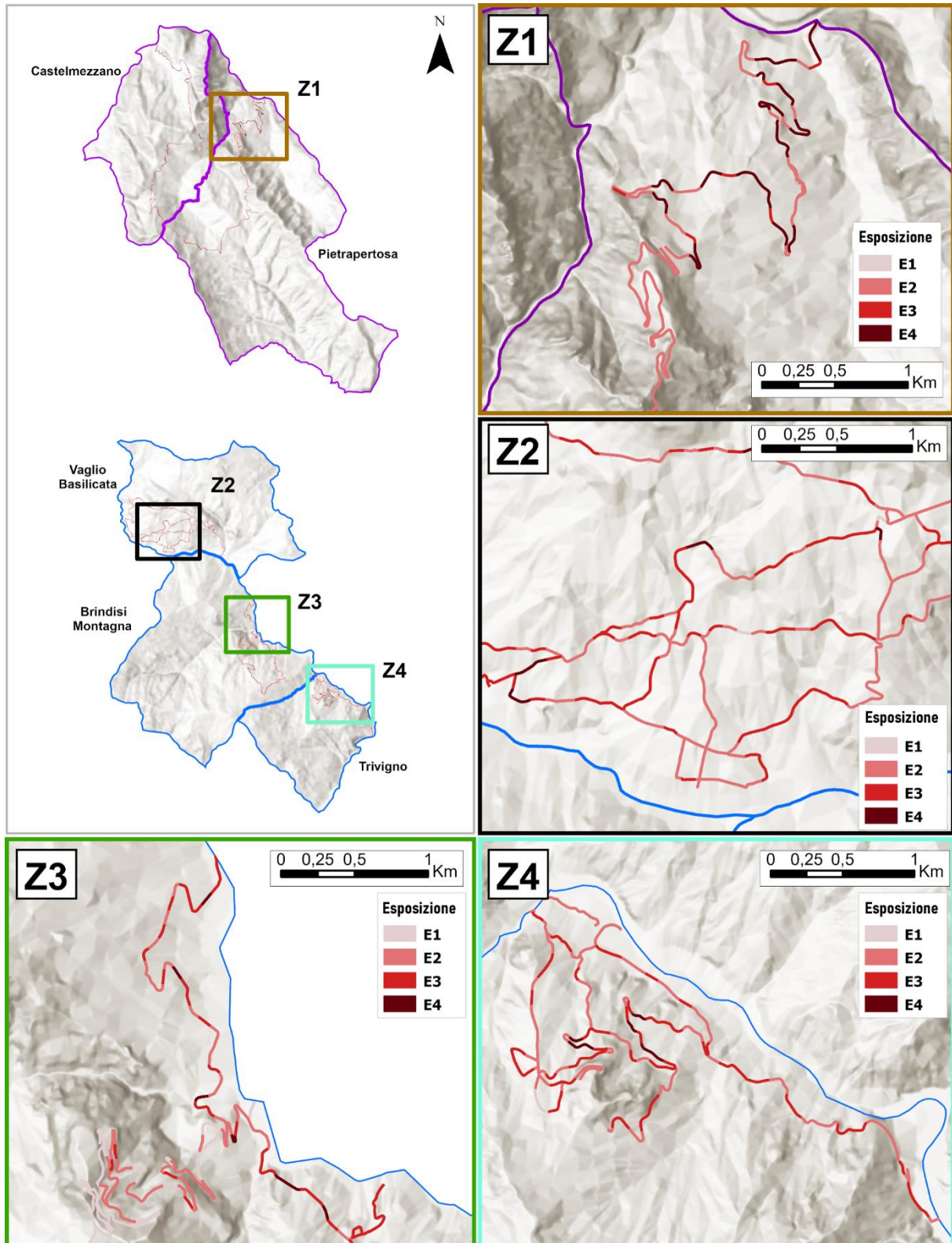


Fig 4. Estratti delle mappe di esposizione al rischio da frane a cinematica lenta dei tratti di strada analizzati nei comuni di Vaglio Basilicata, Brindisi Montagna, Trivigno, Castelmezzano e Pietrapertosa.

In sintesi, le analisi svolte a scala comunale consentono di quantificare il numero di tratti stradali maggiormente esposti al rischio da frana a cinematica lenta e a individuare la loro posizione lungo l'arteria viaria investigata.

5. Considerazioni conclusive

In questo studio è stata sviluppata una metodologia per la valutazione dell'esposizione della rete stradale al rischio da frane a cinematica lenta a scala comunale. La procedura è stata applicata ai tratti stradali di collegamento tra la SS 407 Basentana e cinque centri comunali situati nel bacino del fiume Basento. L'uso combinato di tre indicatori ha consentito la classificazione dei tratti stradali sulla base dei livelli di esposizione e l'individuazione dei tratti maggiormente esposti. I principali punti di forza della metodologia presentata sono: la possibilità di valutare l'esposizione al rischio da frana a cinematica lenta attraverso una procedura relativamente semplice; l'affidabilità in relazione alla scala di analisi; la possibilità di operare a prescindere dalla disponibilità di informazioni dettagliate sui fenomeni franosi. Nonostante alcune limitazioni connesse alla scala di analisi, alla copertura e all'accuratezza dei dati, lo studio descritto può rappresentare un primo passo verso la definizione di un approccio metodologico volto ad individuare le priorità di indagine e/o di intervento su tratti stradali esposti a rischio da frane a cinematica lenta.

I possibili sviluppi futuri dello studio riguardano l'integrazione delle mappe di esposizione con i risultati di analisi della rete stradale al fine di individuare i nodi strategici della stessa per un uso razionale delle risorse disponibili.

Ringraziamenti

Questa ricerca è stata finanziata dal PON Programma R&I 2014 2020 (MITIGO, ARS01_00964). Gli autori desiderano esprimere la propria gratitudine al partner di progetto e-GEOS per il processamento dei dati COSMO-SkyMed.

Bibliografia

- Calvello M., Cascini L., Mastroianni S. (2013). "Landslide zoning over large areas from a sample inventory by means of scale-dependent terrain units". *Geomorphology*, 182, 33-48.
- Cascini L., Peduto D., Pisciotta G., Arena L., Ferlisi S., Fornaro G. (2013). "The combination of DInSAR and facility damage data for the updating of slow-moving landslide inventory maps at medium scale". *Nat Hazards Earth Syst Sci*, 13, 1527-1549.
- Ferlisi S., Marchese A., Peduto D. (2021). "Quantitative analysis of the risk to road networks exposed to slow-moving landslides: A case study in the Campania region (southern Italy)". *Landslides*, 18, 303-319.
- Liu Q., Tang A., Huang D., Huang Z., Zhang B., Xu X. (2022). "Total probabilistic measure for the potential risk of regional roads exposed to landslides". *Reliab Eng Syst Saf*, 228, 108822.
- Nappo N., Peduto D., Mavrouli O., van Westen C. J., Gullà, G. (2019). "Slow-moving landslides interacting with the road network: analysis of damage using ancillary data, in situ surveys and multi-source monitoring data". *Eng Geol*, 260, 105244.
- Pecoraro G., Nicodemo G., Menichini R., Luongo D., Peduto D., Calvello M. (2023). "Combining statistical, displacement and damage analyses to study slow-moving landslides interacting with roads: Two case studies in southern Italy". *Appl Sci*, 13(5), 3368.
- Pellicani R., Argentiero I., Spilotro G. (2017). "GIS-based predictive models for regional-scale landslide susceptibility assessment and risk mapping along road corridors". *Geomat Nat Haz Risk*, 8(2), 1012-1033.
- Urciuoli G., Pirone M., Comegna L., Picarelli L. (2016). "Long-term investigations on the pore pressure regime in saturated and unsaturated sloping soils". *Eng Geol*, 212, 98-119.
- Zhang Y., Ayyub B. M., Gong W., Tang H. (2023). "Risk assessment of roadway networks exposed to landslides in mountainous regions—a case study in Fengjie County, China". *Landslides*, 20, 1419-1431.
- Zhou M., Yuan M., Yang G., Mei G. (2023). "Risk analysis of road networks under the influence of landslides by considering landslide susceptibility and road vulnerability: A case study". *Nat Hazard Res*.



UN APPROCCIO PER L'ANALISI DI FRANE IN ARGILLE SENSITIVE

Luigi Pugliese

Dipartimento di Ingegneria Civile – Università della Calabria
luigi.pugliese@unical.it

Andrea Parise

Dipartimento di Ingegneria Civile – Università della Calabria
andrea.parise@unical.it

Greta De Marco

Dipartimento di Ingegneria Civile – Università della Calabria
greta.demarco@unical.it

Antonello Troncone

Dipartimento di Ingegneria Civile – Università della Calabria
antonello.troncone@unical.it

Sommario

Viene proposto un metodo di interesse pratico per eseguire un'analisi predittiva delle frane in argille sensitive, in particolare di quelle classificate in letteratura come *spreads*. Nello specifico, l'approccio proposto consente di prevedere l'innescò della frana, di valutare il volume di terreno interessato dal fenomeno di rottura e di determinare le distanze di retrogressione e di run-out. A tal fine, alcune semplici soluzioni basate sul metodo dell'equilibrio limite sono impiegate per stabilire l'eventuale innescò di un fenomeno di rottura, il volume di terreno instabile, al termine del meccanismo retrogressivo che generalmente caratterizza questo tipo di frane, e la relativa distanza di retrogressione. Invece, un'analisi a grandi deformazioni, mediante il Metodo del Punto Materiale (MPM), è effettuata per valutare la distanza di run-out del corpo di frana. Il metodo è stato validato mediante il confronto con un numero significativo di casi di studio documentati in letteratura, uno dei quali è analizzato in dettaglio nel presente studio.

1. Introduzione

A partire dagli studi pionieristici di Skempton e Northey (1952) e Bjerrum e Landva (1966), le frane in argille sensitive hanno sempre attirato l'attenzione della comunità geotecnica internazionale, per alcune specifiche peculiarità: le grandi dimensioni, le elevate velocità e le lunghe distanze di retrogressione e di run-out, che possono raggiungere anche diverse centinaia di metri (Locat et al., 2011; Locat et al., 2013). Tuttavia, queste particolari caratteristiche e le oggettive difficoltà di analisi ne hanno fortemente limitato, almeno fino a pochi anni fa, lo sviluppo di idonei metodi predittivi. Siffatti terreni, infatti, sono caratterizzati da un comportamento meccanico marcatamente instabile che ne rende la modellazione numerica estremamente complessa. L'analisi completa di un fenomeno franoso in argille sensitive, che tenga conto delle fasi di pre-rottura, rottura e post-rottura, può essere effettuata solo mediante tecniche numeriche avanzate (Wang et al., 2022; Troncone et al., 2023a), in cui il comportamento *strain-softening* del terreno, viene simulato, per esempio, riducendo la resistenza non drenata del terreno all'aumentare delle deformazioni. Tuttavia, pur ricorrendo a siffatti metodi, nell'ambito di un approccio numerico *mesh-based*, la soluzione ottenuta spesso è fortemente dipendente dalla discretizzazione

adottata. Pertanto, è necessario ricorrere all'utilizzo di sofisticate e complesse tecniche di regolarizzazione (Goodarzi e Rouainia, 2017; Gonzalez Acosta et al., 2024) che rendono tali metodi poco attrattivi per le applicazioni pratiche.

Nel presente lavoro, viene invece proposto un approccio di semplice utilizzo per eseguire un'analisi predittiva preliminare delle frane in argille sensitive. Nello specifico, il metodo consente di: 1) valutare le condizioni di stabilità del pendio nei riguardi dell'innesco di un fenomeno di rottura; 2) definire la geometria del terreno instabile, al termine del meccanismo retrogressivo che generalmente caratterizza questo tipo di frane, con relativa distanza di retrogressione; 3) prevedere la cinematica del corpo di frana dopo la rottura e determinare quindi la distanza di run-out. Per ognuna di queste fasi, viene anche suggerito un criterio di interesse pratico per determinare un valore operativo della resistenza non drenata del materiale. Un caso di studio viene analizzato nel dettaglio per mostrare la capacità predittiva dell'approccio proposto.

2. Metodo proposto

Le frane in argille sensitive sono generalmente classificate in letteratura (Locat et al., 2011; Hungr et al., 2014) in *flowslides* o in *spreads*. Il metodo proposto fa riferimento alla seconda tipologia, il cui meccanismo di rottura si manifesta con una rottura a blocco che parte dal piede (Fig. 1a) e poi interessa in modo retrogressivo (Fig. 1b) un ampio volume di terreno a monte della scarpata (Fig. 1c).

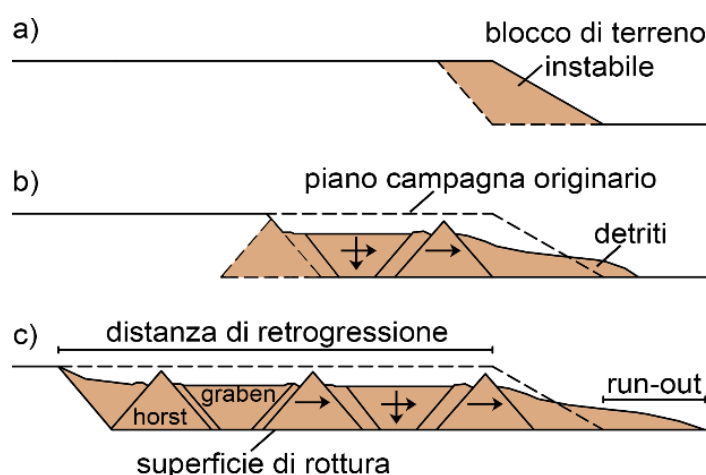


Fig. 1. Schematizzazione del meccanismo di rottura che caratterizza le frane in argille sensitive di tipo spreads: a) primo blocco instabile; b) sviluppo del meccanismo retrogressivo; c) configurazione finale (modificata da Locat et al., 2011).

Il primo step di analisi consente di stabilire se un evento franoso possa verificarsi o meno. A tal fine, tenuto conto del meccanismo di rottura reale (Fig. 1a), si considerano le condizioni di stabilità del blocco di terreno mostrato in Fig. 2. L'analisi viene condotta in condizioni non drenate, in termini di tensioni totali, utilizzando il criterio di rottura di Tresca. La frana si innesca se la spinta $P_{A,1}$ è maggiore della forza resistente R , che si oppone allo scorrimento. La spinta attiva $P_{A,1}$ agente sulla parete ideale, verticale e liscia BC indicata in Fig. 2 può essere valutata nel seguente modo:

$$P_{A,1} = \frac{1}{2} \gamma H^2 - 2S_{u,BC}H \quad (1)$$

in cui γ è il peso dell'unità di volume del terreno e H rappresenta l'altezza del pendio. La resistenza allo scorrimento, R , lungo la superficie di traccia AB viene calcolata mediante la seguente relazione:

$$R = S_{u,AB}L \quad (2)$$

in cui L è la lunghezza del tratto AB (Fig. 2) data da $L = H \cot \alpha$, in cui α denota l'angolo di inclinazione del pendio. Nel presente lavoro, $S_{u,AB}$ e $S_{u,BC}$ sono valutate come la media dei valori della resistenza non

drenata indisturbata (S_{u0}) lungo le superfici AB e BC, rispettivamente.

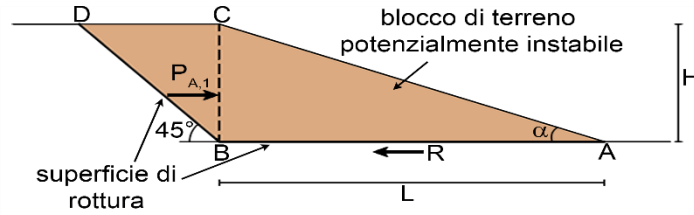


Fig. 2. Schema considerato nel presente studio per valutare l'innesco della frana.

Dopo aver stabilito le condizioni di innesco della frana, la seconda fase del metodo consiste nel definire la geometria della massa di terreno instabile e valutare la corrispondente distanza di retrogressione. A tal fine, si assume ragionevolmente che il corpo di frana risultante dal processo di retrogressione sia limitato da una superficie di rottura del tipo mostrato in Fig. 3, caratterizzata da un valore operativo della resistenza non drenata S_{uop} .

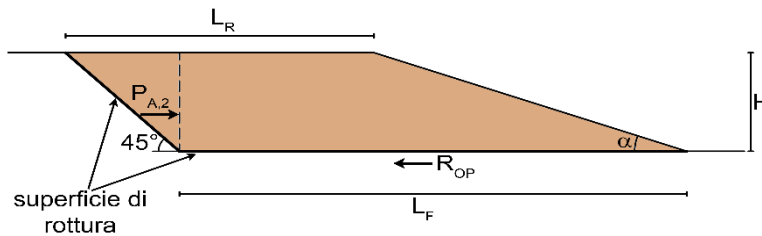


Fig. 3. Schema considerato nel presente studio per il calcolo della distanza di retrogressione della frana.

Per il calcolo di tale valore, seguendo un approccio proposto in letteratura (Turmel et al., 2020), viene adottata la seguente relazione (Troncone et al., 2023b),

$$S_{uop} = \frac{\gamma H}{15I_L^{1.4}} \quad (3)$$

Nell'Eq. (3), I_L è il valore medio dell'indice di liquidità dell'argilla sensitiva. Il valore di S_{uop} dovrà essere compreso nel range $S_{ur} < S_{uop} < S_{u0}$, in cui S_{ur} rappresenta il valore della resistenza non drenata nello stato rimaneggiato. La distanza di retrogressione L_R (Fig. 3) è valutata imponendo la condizione di equilibrio delle forze agenti sulla massa di terreno instabile nella condizione di incipiente rottura, cioè $P_{A,2} = R_{op}$, dove $P_{A,2}$ è calcolata utilizzando ancora l'Eq. 1 in cui $P_{A,1}$ è sostituita da $P_{A,2}$ e $S_{u,BC}$ è sostituita da S_{uop} , mentre R_{op} è calcolata mediante la seguente relazione:

$$R_{op} = S_{uop}L_F \quad (4)$$

Imponendo $P_{A,2} = R_{op}$, è possibile determinare la lunghezza L_F indicata in Fig. 3:

$$L_F = \frac{1}{S_{uop}} \left(\frac{1}{2} \gamma H^2 - 2S_{uop}H \right) \quad (5)$$

Nota L_F , la distanza di retrogressione può essere valutata mediante la seguente relazione:

$$L_R = L_F + H(1 - \cot \alpha) \quad (6)$$

Dopo aver determinato il volume del terreno instabile, un'analisi della fase post-rottura deve essere eseguita per prevedere il profilo finale del corpo di frana e la distanza di run-out. A tal fine viene utilizzato l'MPM (Fern et al., 2019) ed in particolare il codice di calcolo ANURA3D (www.anura3d.com). L'analisi risulta essere estremamente agevole in quanto, dovendo studiare soltanto la fase post-rottura, è noto il volume di terreno instabile. Quest'ultimo è stato valutato nello step precedente e viene utilizzato come input nell'analisi MPM. Lo stato tensionale iniziale viene generato mediante la ben nota procedura di gravity loading, assumendo un modello costitutivo elastico lineare

per tutti i terreni, anche per il materiale instabile. Successivamente la frana viene simulata modificando il comportamento del materiale instabile da elastico ad elasto-plastico. Nello specifico, per simulare il comportamento dell'argilla sensitiva nella fase post-rottura viene utilizzato un modello costitutivo elasto-plastico perfetto con criterio di rottura alla Tresca. Al contrario, il modello elastico lineare caratterizza i terreni al di fuori del corpo di frana. Come affermato nell'introduzione, le argille sensitive riducono bruscamente la loro resistenza per effetto del rimaneggiamento connesso con le elevate deformazioni della frana, pertanto a rigore bisognerebbe utilizzare un modello di tipo *strain-softening*. Tuttavia, poiché il decadimento è spesso repentino e gli spostamenti raggiunti durante la fase post-rottura sono molto elevati, nel presente studio viene utilizzato direttamente il valore della resistenza non drenata nello stato rimaneggiato. Tale valore può essere ottenuto da misure sperimentali (Yafrate et al., 2009). In mancanza di tali misure, esso può essere calcolato mediante la seguente relazione (Leroueil et al., 1983):

$$S_{ur} = \frac{1}{(I_L - 0.21)^2} \quad (7)$$

In altre parole, nell'analisi è assunto un valore corrispondente alla minima resistenza non drenata del materiale. In virtù della bassa resistenza, i punti materiali che caratterizzano il corpo di frana si muovono verso valle fino al raggiungimento di una nuova condizione di equilibrio finale. La distribuzione dei punti materiali alla fine della simulazione numerica permette di definire la geometria finale del corpo di frana e di valutare la distanza di run-out, L_{RUN} , dal confronto con il profilo originario (Fig. 1c).

3. Applicazione del metodo proposto ad un caso di studio

Il metodo proposto è stato validato mediante il confronto con un numero significativo di casi di studio documentati in letteratura, riguardanti frane in argille sensitive (Troncone et al., 2023b). Come esempio, in questa sezione è mostrata un'applicazione alla frana occorsa a Saint-Monique (Québec, Canada) nel 1994. La frana è stata innescata dall'erosione di un corso d'acqua che scorre al piede del pendio (Locat et al., 2015). Il sottosuolo consiste di uno strato di argilla limosa e sabbiosa dello spessore di 5 m, sovrastante una formazione omogenea di argilla sensitiva normalconsolidata che si estende fino alla profondità di 44 m. Una sezione rappresentativa del pendio interessato dalla frana è riportata in Fig. 4. Per completezza, tale figura riporta anche il profilo topografico del pendio misurato dopo la frana, dal quale è possibile individuare una distanza di run-out pari a 50 m. Per una descrizione dettagliata della frana si rimanda al lavoro di Locat et al. (2015).

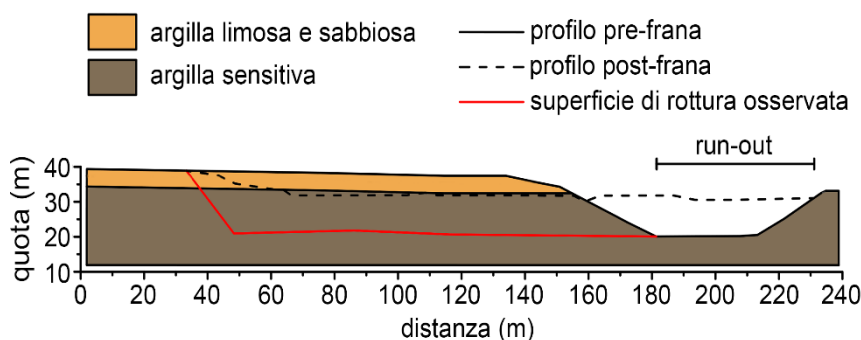


Fig. 4. Modello geologico del pendio di Saint-Monique (modificato da Locat et al., 2015).

L'argilla sensitiva è caratterizzata da un peso dell'unità di volume $\gamma = 16 \text{ kN/m}^3$ e da un valore medio dell'indice di liquidità $I_L = 1.20$. Il profilo della resistenza non drenata indisturbata misurata in sito dalle prove CPT è mostrato in Fig. 5a. Nella stessa figura è riportato anche il cuneo di terreno considerato per valutare le condizioni di innesco della frana. Tenuto conto che la resistenza non drenata indisturbata varia praticamente in modo lineare con la profondità, i corrispondenti valori medi lungo le superfici

verticale ed orizzontale del cuneo sono $S_{u,AB} = 22 \text{ kPa}$ e $S_{u,BC} = 33 \text{ kPa}$. Tali valori sono utilizzati per calcolare le forze $P_{A,1}$ e R , definite dalle Eqs. 1-2, ottenendo $P_{A,1} = 1263 \text{ kN/m}$ e $R = 1018 \text{ kN/m}$. Poiché $P_{A,1} > R$, il metodo è in grado di prevedere l'innesco della frana, in accordo a quanto realmente occorso.

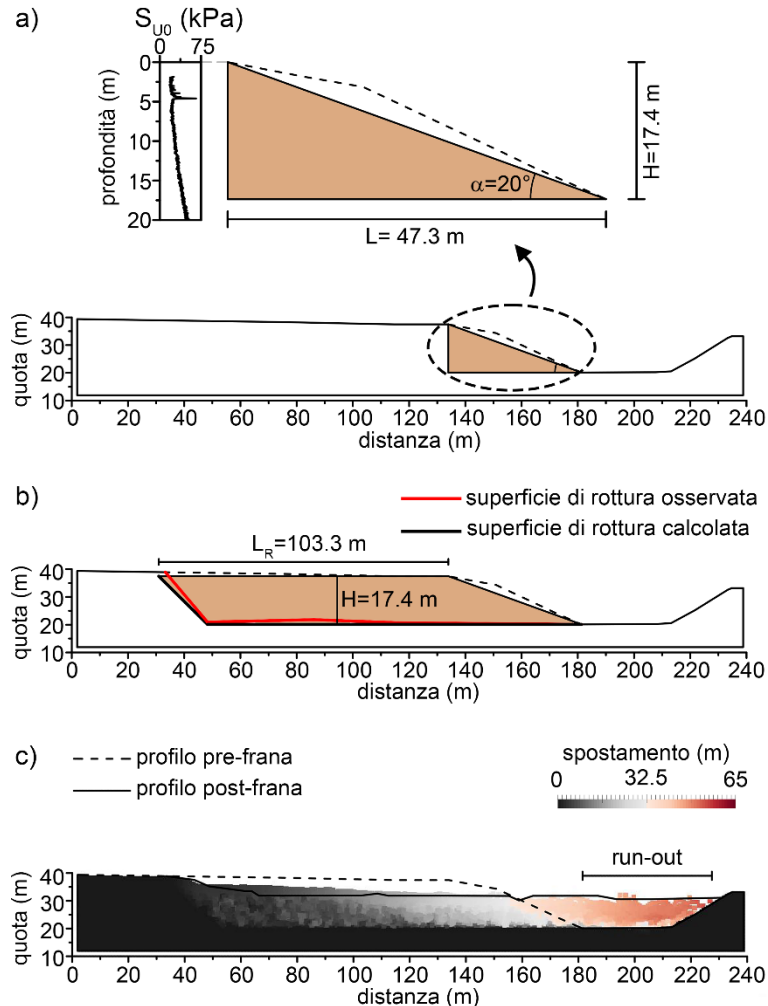


Fig. 5. Analisi della frana di Saint-Monique: a) cuneo di terreno considerato per l'analisi delle condizioni di innesco; b) confronto tra la posizione della superficie di rottura osservata e quella predetta utilizzando l'approccio proposto; c) confronto tra la configurazione finale dei punti materiali ed il profilo del pendio misurato dopo la frana.

Inoltre, il valore della resistenza operativa nella fase successiva all'innesco è fornito dall'Eq. 3 ed è pari a 14 kPa . Questo valore è utilizzato per calcolare la lunghezza L_F (Fig. 3, Eq. 5). Come mostrato dalla Fig. 5b, il meccanismo di rottura predetto ben approssima quello osservato in sito. In aggiunta, la distanza di retrogressione calcolata utilizzando l'Eq. 6 è pari a 103.3 m , valore quest'ultimo molto prossimo a quello misurato (100 m).

Successivamente, l'analisi della fase post-rottura è stata eseguita con l'MPM, utilizzando il valore della resistenza non drenata nello stato rimaneggiato, ottenuto dall'Eq. 7 (cioè $S_{ur} = 1 \text{ kPa}$). I risultati dell'analisi sono documentati in Fig. 5c in termini di spostamenti calcolati al termine della simulazione, che definiscono la configurazione finale del corpo di frana. Per confronto, i profili del pendio misurati prima e dopo la frana sono anche riportati nella stessa figura. Come si può osservare, il profilo del pendio ottenuto dalla simulazione numerica praticamente si sovrappone a quello misurato dopo la frana. Di conseguenza, la distanza di run-out e l'estensione delle zone di accumulo e di abbassamento del corpo di frana ottenute dalla simulazione numerica sono in accordo con quelle realmente osservate. La distanza

di run-out predetta è pari a 46 m, mentre l'abbassamento a monte è pari a circa 8 m. Entrambi tali valori sono in accordo con quelli realmente misurati dopo la frana (50 m e 7 m, rispettivamente).

4. Conclusioni

Nel presente studio è stato proposto un approccio per eseguire un'analisi predittiva delle frane in argille sensitive di tipo *spreads*. Nello specifico l'approccio presentato consente di valutare l'innescò della frana, il volume di terreno interessato e le distanze di retrogressione e run-out. Quest'ultime sono fondamentali per una valutazione del rischio connesso alla frana e per il progetto degli eventuali interventi di mitigazione. Per ognuna delle varie fasi della frana, è anche proposto un valore operativo della resistenza non drenata dell'argilla sensitiva da utilizzare per la previsione dell'innescò e dell'evoluzione del fenomeno franoso. La metodologia proposta è molto attrattiva da un punto di vista delle applicazioni pratiche, in quanto è semplice da utilizzare e richiede un numero limitato di parametri geotecnici, quali dati in input. Per di più, questi ultimi possono essere determinati mediante prove convenzionali. Come esempio applicativo, è stata analizzata la frana di Saint-Monique (Canada), con riferimento alla quale la metodologia proposta ha fornito risultati in buon accordo con quanto realmente osservato.

Bibliografia

- Bjerrum L., Landva A. (1966). "Direct simple shear tests on Norwegian quick clays", *Géotechnique*, 16(1), 1–20.
- Fern J., Rohe A., Soga K., Alonso E. (2019). *The Material Point Method for Geotechnical Engineering. A Practical Guide*, 1st ed. CRC Press.
- Gonzalez Acosta J.L., Manica M.A., Vardon P.J., Hicks M.A., Gens A. (2024). "A nonlocal material point method for the simulation of large deformation problems in brittle soils", *Comp. and Geot.*, 172, 106424.
- Goodarzi M., Rouainia M. (2017). "Modelling slope failure using a quasi-static MPM with a non-local strain softening approach", *Procedia Engineering*, 175, 220-225.
- Hungro O., Leroueil S., Picarelli L. (2014). "The Varnes classification of landslide types, an update", *Landslides*, 11, 167–194.
- Leroueil S., Tavenas F., Le Bihan J.-P. (1983). "Propriétés caractéristiques des argiles de l'est du Canada", *Can. Geotech. J.*, 20(4), 681–705.
- Locat A., Leroueil S., Bernander S., Demers D., Jostad H.P., Ouehb L. (2011). "Progressive failures in eastern Canadian and Scandinavian sensitive clays", *Can. Geotech. J.*, 48 (11), 1696–1712.
- Locat A., Jostad H.P., Leroueil S. (2013). "Numerical modeling of progressive failure and its implications for spreads in sensitive clays", *Can. Geotech. J.*, 50, 961–978.
- Locat A., Leroueil S., Fortin A., Demers D., Jostad H.P. (2015). "The 1994 landslide at Sainte-Monique, Quebec: geotechnical investigation and application of progressive failure analysis", *Can. Geotech. J.*, 52(4), 490–504.
- Skempton A.W., Northey R.D. (1952). "The sensitivity of clays", *Géotechnique*, 3 (1), 30–53.
- Troncone A., Pugliese L., Parise A., Conte E. (2023a). "Analysis of a landslide in sensitive clays using the material point method", *Geotechnical Research*, 10(2), 67-77.
- Troncone A., Pugliese L., Parise A., Conte E. (2023b). "A practical approach for predicting landslide retrogression and run-out distances in sensitive clays", *Engineering Geology*, 326, 107313.
- Turmel D., Locat P., Locat J., Locat A., Leroueil S. (2020). "The energy reduction factor (FER) to model sensitive clay flowslides using in situ geotechnical and rheological data", *Landslides*, 17, 839–853.
- Yafrate N., DeJong J., DeGroot D., Randolph M. (2009). "Evaluation of Remolded Shear Strength and Sensitivity of Soft Clay Using Full-Flow Penetrometers", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering (ASCE)*, 135(9), 1179-1189.
- Wang C., Hawlader B., Perret D., Soga K., Chen J. (2022). "Modeling of Initial Stresses and Seepage for Large Deformation Finite-Element Simulation of Sensitive Clay Landslides", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 147(11), 04021111.



UN MODELLO IDRO-MECCANICO SEMPLIFICATO PER L'ANALISI DI FRANE PLUVIO-INDOTTE A CINEMATICA LENTA

Fabio Rollo

Sapienza Università di Roma

fabio.rollo@uniroma1.it

Giuseppe Buscarnera

Northwestern University, Evanston, IL, USA

g-buscarnera@northwestern.edu

Sommario

Le piogge sono una delle cause principali dell'innesco di frane in quanto alterano il regime idraulico dei versanti e il comportamento idromeccanico dei terreni, con effetti spesso gravi sul paesaggio e sulle infrastrutture. In questo lavoro si propone un modello che accoppia i processi di consolidazione e la cinematica del pendio a un basso costo computazionale per esaminare il ruolo svolto dalla deformazione anelastica del terreno durante i cicli di pioggia nella banda di taglio della frana. Il modello consente di incorporare leggi costitutive del terreno in grado di quantificare la variazione dello stato di sforzo tridimensionale che controlla il movimento durante i cicli idrologici con il livello di accuratezza desiderato. Modellando la zona di taglio come un mezzo attritivo perfettamente plastico, il modello mostra che l'evoluzione dello stato di sollecitazione può portare a diversi regimi di risposta, caratterizzati da una transizione da un comportamento stabile a un rapido aumento della velocità di spostamento. Inoltre la transizione tra questi regimi è intimamente legata all'entità e alla durata della forzante idrologica e alle condizioni iniziali di tensione nel terreno.

1. Titolo 1

Le precipitazioni sono tra i principali fattori scatenanti delle frane in seguito alla modificazione del regime idromeccanico nel terreno (Rianna et al., 2016; Handwerger et al., 2022), con effetti catastrofici sul paesaggio e sulle comunità, sempre più esacerbati dall'emergere dei cambiamenti climatici in molte aree del pianeta (Gariano & Guzzetti, 2016). La crescente necessità di prevedere i rischi da frana attuali e futuri ha incoraggiato la comunità geotecnica a studiare il legame tra l'aumento della pressione interstiziale nel terreno e la deformazione dei versanti. Numerosi studi si basano sul metodo degli elementi finiti (FEM) (Borja et al., 2012; Elia et al., 2017; Pedone et al., 2022; Xu et al., 2022), nonché su tecniche quali il *Material Point Method* (MPM) (Bandara et al., 2016; Cuomo et al., 2021) e lo *Smoothed Particle Hydrodynamics* (SPH) (Cascini et al., 2016; Bui & Nguyen, 2021). In questi metodi, le formulazioni idromeccaniche accoppiate consentono di quantificare gli spostamenti della frana come risultato dell'aumento della pressione interstiziale e della riduzione della resistenza a taglio del terreno. Tuttavia, il costo computazionale necessario per tracciare l'intero ciclo di vita di una frana, dalle condizioni iniziali, all'innesco e all'eventuale *runout*, ostacola la possibilità di analisi su intervalli temporali molto ampi, soprattutto in riferimento ai cambiamenti previsti in termini di precipitazioni. In questa prospettiva, gli approcci semi-analitici incentrati su geometrie semplificate dei versanti in grado di inglobare il comportamento reologico del terreno sono di interesse in quanto possono catturare i processi idraulici e meccanici accoppiati che si verificano all'interno della banda di taglio del pendio con soluzioni in forma chiusa a basso costo computazionale (Hutchinson, 1986; Iverson, 2005; Pastor

et al., 2015). Più recentemente, Chen & Buscarnera (2022) hanno proposto un modello che tiene conto dello sviluppo della pressione interstiziale all'interno della zona di taglio alla base modulato dalla non linearità del terreno, consentendo così il processo di diffusione regolato dalla modifica della resistenza a taglio del terreno. Nonostante i vantaggi di questa formulazione, l'approccio proposto da Chen & Buscarnera (2022) si basa su leggi costitutive che risolvono solo le componenti di sforzo di taglio e efficace normale alla base della banda di taglio per meccanismi traslazionali (modello di interfaccia). Una formulazione più generale è stata successivamente formulata da Rollo & Buscarnera (2023), che hanno chiarito il ruolo delle componenti di tensione 3D sull'evoluzione sui processi idromeccanici accoppiati mediante una legge costitutiva elastica perfettamente plastica alla Drucker-Prager con legge di flusso non associata.

In questo lavoro viene presentato un modello di consolidazione-scorrimento che condensa le equazioni di bilancio che governano la dinamica del pendio e l'accumulo di pressione interstiziale nella banda di taglio della frana in un sistema di equazioni differenziali ordinarie accoppiate. Lo scopo principale è quello di evidenziare, con simulazioni ideali ispirate alle osservazioni in sito, l'effetto dei cicli pluviometrici sulla dinamica delle frane, spiegando come le variazioni dell'entità della forzante idrologica e dello stato tensionale iniziale influenzano la risposta stagionale. In particolare, il modello viene utilizzato per confrontare i risultati ottenuti con un modello attritivo più versatile che include la dipendenza dall'angolo di Lode con quelli derivanti dal modello di Drucker-Prager e dalle leggi frizionali di interfaccia comunemente utilizzate in letteratura.

2. Descrizione del modello

Il modello qui presentato si riferisce allo schema di pendio indefinito di inclinazione α , come mostrato nella Figura 1. La deformazione anelastica e lo sviluppo delle sovrappressioni interstiziali sono confinati in una fascia di spessore h_s compresa tra il terreno sovrastante (trattato come un blocco rigido saturo che influenza lo stato di sollecitazione alla base dello strato deformabile attraverso il suo peso e agisce come una zona di drenaggio) e il substrato roccioso sottostante (che rappresenta un contorno impermeabile). La forzante idrologica è modellata in modo semplificato come una variazione pressione interstiziale alla sommità della zona di taglio, che porta a una variazione dello stato tensionale efficace e alla comparsa di sforzi di taglio nella banda. Si tiene conto solo dell'accelerazione verso il basso (lungo l'asse η) e del processo di diffusione del fluido in direzione verticale (asse z).

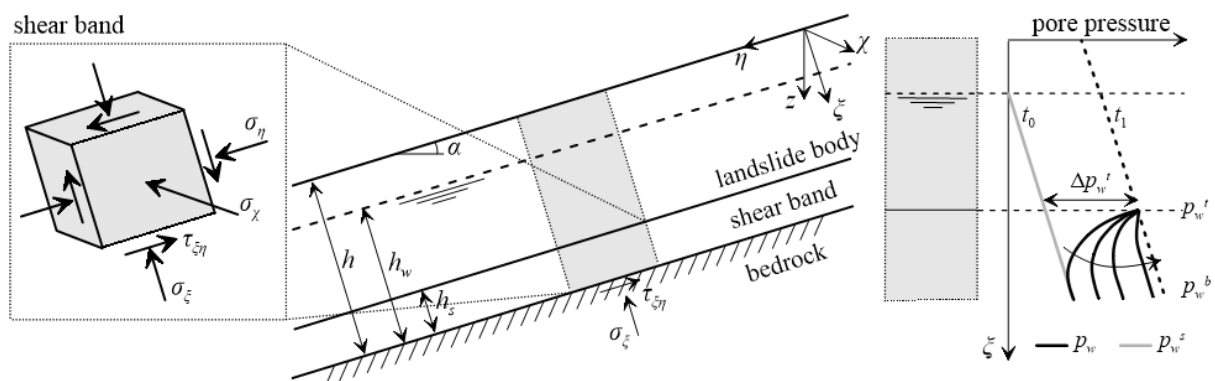


Fig 1. Schema del pendio, dello stato di sforzo all'interno della banda di taglio e dell'evoluzione della sovrappressione interstiziale alla base. A destra, la linea tratteggiata indica un profilo di pressione in un generico istante durante le precipitazioni e le linee continue sono le isocrone dei profili di pressione interstiziale.

Al momento della variazione della pressione interstiziale nella parte superiore della zona di processo, $\Delta p_w^t(t)$, la pressione alla base evolve in funzione dei processi idromeccanici accoppiati e sarà la somma della pressione in condizioni statiche, p_w^{sb} , e della sovrappressione interstiziale $p_w^{eb}(t)$ ($p_w^b(t) = p_w^{sb} + p_w^{eb}(t)$).

Per le tensioni e le deformazioni vale la notazione ingegneristica (Voigt), con σ , τ e ε , γ che indicano rispettivamente le tensioni e le deformazioni normali e di taglio, mentre l'apice indica le tensioni efficaci. Le condizioni di deformazione piana del problema richiedono $\dot{\varepsilon}_\chi = \dot{\gamma}_{\chi\xi} = \dot{\gamma}_{\chi\eta} = 0$, mentre la geometria del pendio infinito implica $\dot{\varepsilon}_\eta = 0$. Considerando la seconda legge di Newton lungo la direzione parallela al piano di scorrimento e la diffusione verticale del fluido sotto l'ipotesi di incomprimibilità dell'acqua, si ottiene un sistema di equazioni differenziali di governo espresse in termini di campo di velocità e distribuzione della sovrappressione interstiziale. Assumendo un profilo parabolico della sovrappressione interstiziale (Wood, 2003) e una distribuzione lineare del campo di velocità con la profondità, si ottiene il seguente sistema di equazioni differenziali ordinarie accoppiate:

$$\begin{aligned} \dot{p}_w^{eb} &= -\frac{2D_{11}^e k}{\gamma_w h_s^2 \cos^2 \alpha} (p_w^{eb} - \Delta p_w^t) + D_{11}^e \dot{\varepsilon}_\xi^p + \dot{\sigma}_{\xi,d} - \frac{D_{14}^e}{h_s} v_t + D_{14}^e \dot{\gamma}_{\xi\eta}^p + D_{12}^e \dot{\varepsilon}_\eta^p + D_{13}^e \dot{\varepsilon}_\chi^p \\ \rho h \dot{v}_t &= \dot{\tau}_{\xi\eta,d} - \frac{D_{44}^e}{h_s} v_t + D_{44}^e \dot{\gamma}_{\xi\eta}^p - \frac{2D_{41}^e k}{\gamma_w h_s^2 \cos^2 \alpha} (p_w^{eb} - \Delta p_w^t) + D_{41}^e \dot{\varepsilon}_\xi^p + D_{42}^e \dot{\varepsilon}_\eta^p + D_{43}^e \dot{\varepsilon}_\chi^p \end{aligned} \quad (1)$$

in cui k è la permeabilità del terreno nella banda di taglio, ρ la densità del terreno, v_t è la velocità di propagazione alla sommità della zona di processo e $\sigma_{\xi,d}$ e $\tau_{\xi\eta,d}$ sono le tensioni normali e di taglio dovute al carico esterno. I termini D_{ij}^e rappresentano le componenti di rigidità elastica e l'apice "p" indica la deformazione plastica da valutare in base alla legge costitutiva scelta. Per ulteriori dettagli sulla formulazione si rimanda a Rollo & Buscarnera (2023).

3. Risposta del modello

Si adotta una legge costitutiva elastica lineare perfettamente plastica per illustrare le prestazioni del modello con evoluzione delle differenti componenti di tensione. La dipendenza dall'angolo di Lode è introdotta attraverso la superficie deviatorica proposta da Argyris et al. (1974) e la non-associatività della legge di flusso è controllata attraverso l'angolo di dilatanza ψ . I parametri del modello sono riportati in Tabella 1.

γ (kN/m ³)	E (kPa)	G (kPa)	φ (°)	ψ (°)	c (kPa)	k (m/s)
19	12700	5000	26	2	0	5×10^{-10}

Tabella 1. Parametri del modello

Un pendio infinito con inclinazione di 15° e falda iniziale e una banda di taglio con spessore 0.5m situati a 2 m di profondità subisce la storia temporale di pressione interstiziale rappresentata nella Figura 2 (b) per riprodurre in modo semplificato, ma realistico, la forzante idrologica dovuto alle precipitazioni. Δp_w^t denota la pressione dell'acqua in ingresso alla sommità della banda di taglio, con un valore di picco di 30 kPa coerente con le fluttuazioni di pressione di circa 3 m osservate per le frane traslazionali (Iverson & Major, 1987; Schulz et al., 2018). Lo stato tensionale è inizializzato secondo lo schema di pendio indefinito e gli sforzi fuori piano sono proporzionali al coefficiente di spinta in quiete K_0 .

Dai risultati si evince che esiste un particolare stato tensionale iniziale ($K_0 = 0.72$) in corrispondenza del quale la risposta della formulazione multiassiale (sia con che senza dipendenza dall'angolo di Lode) coincide con quella del modello di interfaccia ($\sigma'_\xi - \tau_{\xi\eta}$). La pressione interstiziale sviluppata alla base della banda di taglio vede un ritardo rispetto all'input che è dovuto ai tempi di consolidazione. Fino allo stato di sollecitazione corrispondente al punto B nel piano p - q (Figura 2a) la risposta è elastica e la pressione media efficace diminuisce in virtù della crescita della pressione interstiziale imposta alla zona di processo. Una volta raggiunto il punto di snervamento, la pressione interstiziale alla base mantiene un valore costante e gli spostamenti permanenti si accumulano fino allo scarico (in altri termini, fino a

quando la pressione interstiziale diminuisce per interruzione delle precipitazioni).

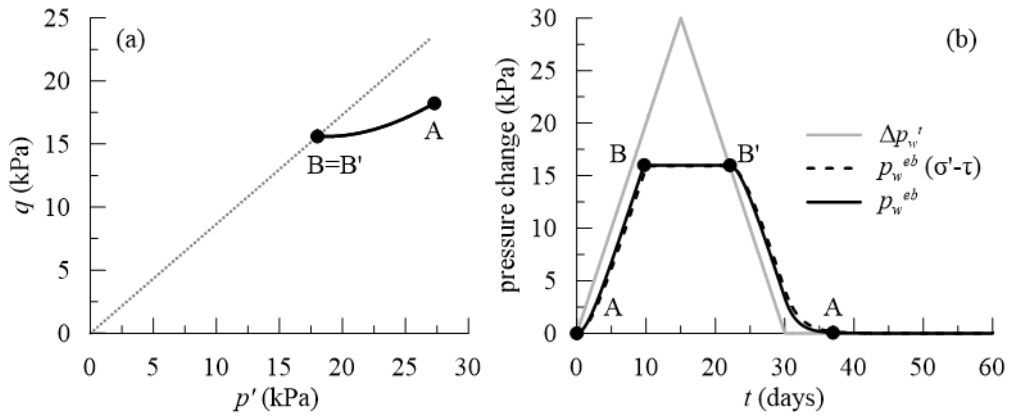


Fig 2. (a) percorso tensionale alla base della banda di taglio dovuto all'applicazione della pressione interstiziale in ingresso (b). La linea tratteggiata rappresenta la traccia della superficie di snervamento di Drucker-Prager.

L'evoluzione dello stato tensionale nella banda di taglio gioca un ruolo ancor più rilevante in presenza di forzanti cicliche. A tal fine, la Figura 3 mostra i risultati ottenuti dopo 30 cicli di pressione dell'acqua applicata in sommità della banda di taglio (19 kPa). Per evidenziare gli effetti di evoluzione delle componenti di sforzo 3D, lo stato iniziale è caratterizzato da $K_0 = 1.5$.

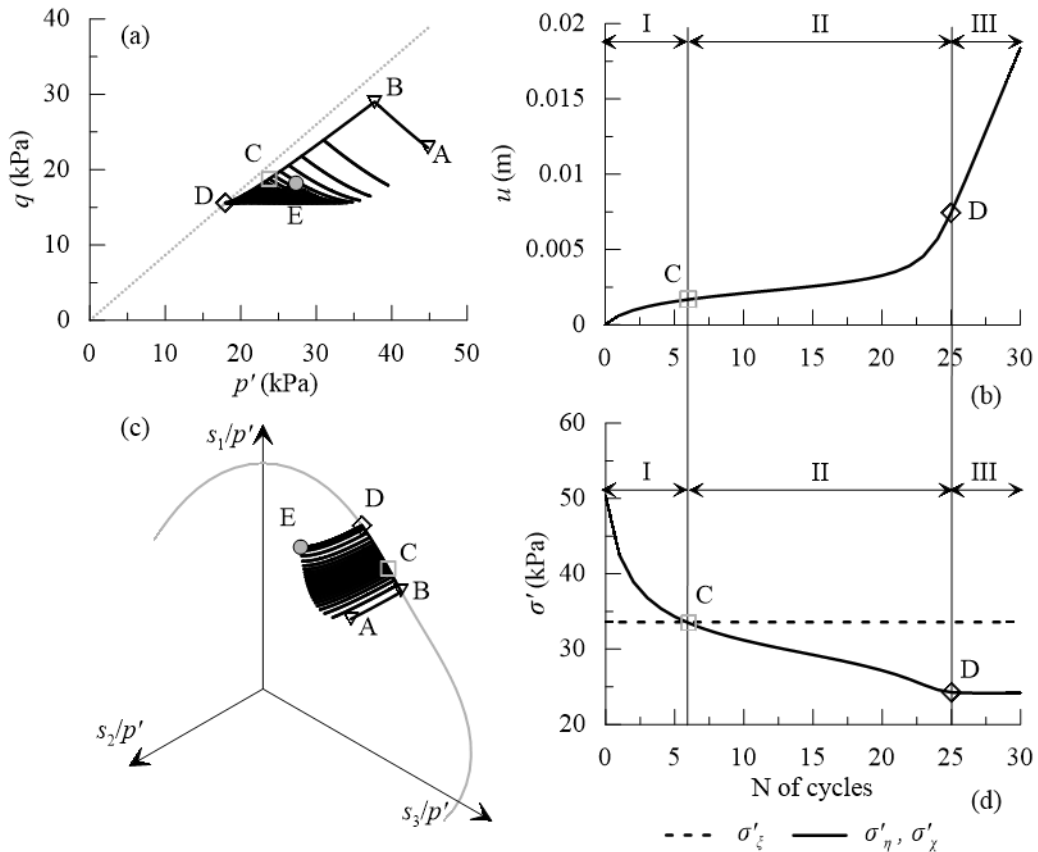


Fig 3. Risultati del modello in risposta a cicli di pressione interstiziale ($\Delta p_{wt} = 19$ kPa) per $K_0 = 1.5$. La linea tratteggiata in (a) segna la superficie di snervamento nel piano meridiano per il modello Drucker-Prager.

Le analisi rivelano tre regimi di risposta: (i) un comportamento di *pseudo-shakedown*, caratterizzato da

una risposta stabile in cui lo spostamento incrementale va gradualmente riducendosi; (ii) un regime di *cyclic failure* di breve durata, che rivela un'instabilità temporanea, con velocità di spostamento crescente all'aumentare del numero di cicli, fino a raggiungere il terzo regime, denominato (iii) *ratcheting*, che si verifica solo dopo un gran numero di cicli e comporta velocità stagionali costanti e tassi fissi di accumulo di spostamento. In quest'ultimo regime, il percorso tensionale segue la curva D-E sotto cicli ripetuti e la risposta successiva coincide con quella ottenuta da una formulazione di interfaccia (in altri termini gli effetti multiassiali svaniscono). Tuttavia, la transizione tra i diversi regimi è chiaramente guidata dall'evoluzione delle componenti di tensione nel piano e fuori piano, rispettivamente, e dalla loro interazione con la componente di tensione normale costante, che non può essere riprodotta da una semplice legge costitutiva di interfaccia.

4. Conclusioni

La formulazione qui presentata è in grado di simulare il movimento delle frane dalla fase di innesco idrologica a quella di propagazione con un costo computazionale limitato. Rispetto ai modelli di interfaccia, l'evoluzione dello stato tensionale 3D risultante dall'uso del modello elasto-plastico multiassiale copre una gamma molto più ampia di previsioni, comprendendo il *plastic shakedown* (cioè la progressiva stabilizzazione del pendio con la riduzione o la scomparsa della deformazione incrementale) e il *cyclic failure* con l'aumento della velocità della frana, nessuno dei quali può essere colto dai modelli di interfaccia che danno luogo solo al *ratcheting* ciclico in risposta alle precipitazioni. Inoltre, l'introduzione della dipendenza dall'angolo di Lode rende il modello più realistico e rafforza la previsione dello spostamento come risultato dei cicli di pioggia, anche se la risposta può essere ragionevolmente riprodotta anche dal modello Drucker-Prager, se opportunamente calibrato sul comportamento in taglio semplice. Questi risultati indicano una direzione di ricerca incoraggiante, in quanto il modello può essere utilizzato per considerare la natura aleatoria delle proprietà idromeccaniche e degli agenti forzanti in pendii in contesti regionali.

Acknowledgements

F. Rollo acknowledges the RETURN Extended Partnership and received funding from the European Union Next-GenerationEU (National Recovery and Resilience Plan – NRRP, Mission 4, Component 2, Investment 1.3 – D.D. 1243 2/8/2022, PE0000005). G. Buscarnera acknowledges partial financial support of the U.S. National Science Foundation through grant ICER-1854951.

Bibliografia

- Argyris, J. H., Faust, G., Szimmat, J., Warnke, E. P., & Willam, K. J. (1974). Recent developments in the finite element analysis of prestressed concrete reactor vessels. *Nuclear Engineering and Design*, 28(1), 42-75.
- Bandara, S., Ferrari, A., & Laloui, L. (2016). Modelling landslides in unsaturated slopes subjected to rainfall infiltration using material point method. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 40(9), 1358-1380.
- Borja, R. I., White, J. A., Liu, X., & Wu, W. (2012). Factor of safety in a partially saturated slope inferred from hydro-mechanical continuum modeling. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 36(2), 236-248.
- Bui, H. H., & Nguyen, G. D. (2021). Smoothed particle hydrodynamics (SPH) and its applications in geomechanics: From solid fracture to granular behaviour and multiphase flows in porous media. *Computers and Geotechnics*, 138, 104315.
- Cascini, L., Cuomo, S., Pastor, M., & Rendina, I. (2016). SPH-FDM propagation and pore water pressure modelling for debris flows in flume tests. *Engineering Geology*, 213, 74-83.
- Chen, Y., & Buscarnera, G. (2022). Unified modeling framework of flowslide triggering and runout. *Géotechnique*, 1-37. <https://doi.org/10.1680/jgeot.21.00370>.

- Cuomo, S., Di Perna, A., & Martinelli, M. (2021). Modelling the spatio-temporal evolution of a rainfall-induced retrogressive landslide in an unsaturated slope. *Engineering Geology*, 294, 106371.
- Elia, G., Cotecchia, F., Pedone, G., Vaunat, J., Vardon, P. J., Pereira, C., ... & Osinski, P. (2017). Numerical modelling of slope–vegetation–atmosphere interaction: an overview. *Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology*, 50(3), 249-270.
- Gariano, S. L., & Guzzetti, F. (2016). Landslides in a changing climate. *Earth-Science Reviews*, 162, 227-252.
- Handwerger, A. L., Fielding, E. J., Sangha, S. S., & Bekaert, D. P. (2022). Landslide sensitivity and response to precipitation changes in wet and dry climates. *Geophysical Research Letters*, e2022GL099499.
- Hutchinson, J. N. (1986). A sliding–consolidation model for flow slides. *Canadian Geotechnical Journal*, 23(2), 115-126.
- Iverson, R. M. (2005). Regulation of landslide motion by dilatancy and pore pressure feedback. *Journal of Geophysical Research: Earth Surface*, 110.
- Iverson, R. M., & Major, J. J. (1987). Rainfall, ground-water flow, and seasonal movement at Minor Creek landslide, northwestern California: Physical interpretation of empirical relations. *Geological Society of America Bulletin*, 99(4), 579-594.
- Pastor, M., Martin Stickle, M., Dutto, P., Mira, P., Fernández Merodo, J. A., Blanc, T., ... & Benítez, A. S. (2015). A viscoplastic approach to the behaviour of fluidized geomaterials with application to fast landslides. *Continuum Mechanics and Thermodynamics*, 27, 21-47.
- Pedone, G., Tsiampousi, A., Cotecchia, F., & Zdravkovic, L. (2022). Coupled hydro-mechanical modelling of soil–vegetation–atmosphere interaction in natural clay slopes. *Canadian Geotechnical Journal*, 59(2), 272-290.
- Rianna, G., Comegna, L., Mercogliano, P., & Picarelli, L. (2016). Potential effects of climate changes on soil–atmosphere interaction and landslide hazard. *Natural Hazards*, 84(2), 1487-1499.
- Rollo, F., & Buscarnera, G. (2023). Modelling seasonal landslide motion: Does it only depend on fluctuations in normal effective stress?. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 47(18), 3331-3350.
- Schulz, W. H., Smith, J. B., Wang, G., Jiang, Y., & Roering, J. J. (2018). Clayey landslide initiation and acceleration strongly modulated by soil swelling. *Geophysical Research Letters*, 45(4), 1888-1896.
- Wood, D. M. (2003). *Geotechnical modelling*, vol. 1. CRC press.
- Xu, J., Ueda, K., & Uzuoka, R. (2022). Numerical modeling of seepage and deformation of unsaturated slope subjected to post-earthquake rainfall. *Computers and Geotechnics*, 148, 104791.



EFFETTI POTENZIALI DEL CAMBIAMENTO CLIMATICO SULLA STABILITÀ DI VERSANTI IN FORMAZIONI ARGILLOSE MOLTO CONSISTENTI

Gennaro Sequino

*Fondazione CMCC, Centro Euro-Mediterraneo sui Cambiamenti Climatici
gennaro.sequino@cmcc.it*

Luca Comegna

*Dipartimento di Ingegneria, Università della Campania “Luigi Vanvitelli”
luca.comegna@unicampania.it*

Guido Rianna

*Fondazione CMCC, Centro Euro-Mediterraneo sui Cambiamenti Climatici
guido.rianna@cmcc.it*

Alfredo Reder

*Fondazione CMCC, Centro Euro-Mediterraneo sui Cambiamenti Climatici
alfredo.reder@cmcc.it*

Gianfranco Urciuoli

*Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Ambientale, Università di Napoli “Federico II”
gianfranco.urciuoli@unina.it*

Luciano Picarelli

*Fondazione CMCC, Centro Euro-Mediterraneo sui Cambiamenti Climatici
luciano.picarelli@unicampania.it*

Sommario

Gli effetti del cambiamento climatico possono influenzare la risposta dei versanti attraverso modalità differenti, talvolta anche contrastanti, a seconda della latitudine e dei terreni interessati. Ad esempio, studi recenti evidenziano che in regioni temperate, quali quelle appartenenti al bacino del Mediterraneo, l’atteso incremento dei processi evapotraspirativi dovrebbe portare ad una progressiva riduzione dei fenomeni franosi in formazioni argillose non fessurate. Tuttavia, i lunghi periodi di siccità attesi dovrebbero allo stesso tempo favorire la formazione di un quadro fessurativo sempre più esteso in depositi di elevata plasticità; questo potrebbe, al contrario, incrementare la suscettibilità dei pendii agli effetti di precipitazioni intense concentrate in brevi intervalli temporali. La seguente nota si propone di analizzare entrambi i possibili scenari.

1. Introduzione

Il “*cambiamento climatico*” rappresentava fino ad alcuni anni fa una semplice ipotesi fondata essenzialmente sull’acquisizione di dati che testimoniavano un incremento della temperatura globale superiore a quanto atteso in virtù della variabilità interannuale climatologica. Tale definizione risulta oggi supportata da un numero crescente di osservazioni e considerazioni scientifiche. Con particolare riferimento alle regioni temperate del pianeta, le conseguenze più evidenti del cambiamento climatico sono riscontrabili in un incremento sia del numero di giorni secchi che del numero di eventi pluviometrici intensi. In particolare, secondo l’equazione proposta da Clausius-Clapeyron, ad ogni

grado di aumento della temperatura corrisponderebbe una crescita di circa il 7% nella severità di fenomeni intensi a fronte di una diminuzione complessiva degli eventi pluviometrici. Tale alternanza tra dinamiche estreme, denominata “*whiplash*”, può comportare l’occorrenza di precipitazioni di intensità ben superiore alla media climatologica seguite o precedute da lunghi periodi di siccità. Il cumulo annuo medio delle precipitazioni risulta invece piuttosto variabile da sito a sito.

Al contempo, il cambiamento climatico sta avendo un evidente impatto sugli eventi franosi, modificandone sia i tempi che la distribuzione e, in alcuni casi, gli stessi meccanismi innescanti ed evolutivi. Ciò è dovuto alla combinazione di molteplici fattori locali (legati a clima, geomorfologia, proprietà del terreno, copertura ed uso del suolo), che può portare ad effetti differenti a seconda della latitudine. Ad esempio, in alcuni versanti in terreni a ridotta conducibilità idraulica, gli effetti di tipo evapotraspirativo a lungo termine sembrano prevalere su quelli a breve termine associati all’estremizzazione del regime pluviometrico, mentre in altri casi sembra accadere l’esatto contrario. La seguente nota si propone di fornire un contributo finalizzato ad analizzare entrambi i possibili effetti.

2. Cambiamento climatico e stabilità dei versanti

Come osservato da Zerkal e Strohm (2017) con riferimento a vaste aree di Russia, Cina e Brasile, gli effetti del cambiamento climatico possono significativamente differire da regione a regione. In Italia, la sempre maggiore frequenza con cui si stanno verificando eventi meteorici a carattere temporalesco ha determinato negli ultimi decenni importanti effetti sulla stabilità di versanti. Ad esempio, tre temporali eccezionali, che hanno fatto seguito a periodi di persistente siccità, hanno innescato nel Maggio 2023 circa 70.000 frane (classificate come scivolamenti di detrito, colate detritiche e colate di argilla) in vaste aree della Romagna causando 17 vittime ed ingenti danni (Berti et al., 2024). In particolare, nei giorni 1-3 e 16-17 Maggio si sono registrate precipitazioni cumulate massime di 274 mm e 261 mm, intervallate nei giorni 9-10 maggio da ulteriori temporali di minore intensità. Tali precipitazioni, caratterizzate da tempi di ritorno variabili tra 100 e 500 anni in funzione dell’area e della durata, sono comprese, a seconda dei siti, tra circa il 33% ed il 50% della piovosità media annua cumulata.

Caratteristiche simili hanno contraddistinto altri fenomeni verificatisi di recente. Ad esempio, nel Novembre 1994, precipitazioni cumulate in tre giorni comprese tra 240 mm e 315 mm (con intensità di picco di 40-60 mm/ora), innescarono in Piemonte centinaia di frane lungo versanti in flysch poco acclivi provocando 20 vittime (Simeoni, 1998; Bottino et al., 2011). Nel Dicembre 1999, una precipitazione di 329 mm cumulata in due giorni causò in Campania alcune catastrofiche valanghe di detrito in depositi piroclastici sciolti, che causarono la morte di 5 persone (Olivares e Picarelli, 2003). Oggi la ricerca sta sviluppando modelli climatici avanzati finalizzati alla quantificazione dei possibili effetti del cambiamento climatico sulle condizioni di stabilità dei versanti. Ad esempio, Rianna et al. (2016) hanno studiato il sito di San Martino Valle Caudina in Campania. A tale scopo, sono state assunte diverse ipotesi sulla forzante radiativa futura associata a diverse concentrazioni dei gas climalteranti, note come Representative Concentration Pathways (RCP), durante l’orizzonte temporale 2071-2100. Le analisi sono state condotte sia nello scenario RCP4.5, caratterizzato da un moderato aumento della forzante radiativa totale, sia nello scenario “pessimistico” RCP8.5, che simula un forte aumento delle concentrazioni. La Figura 1 confronta gli effetti sui valori stagionali di precipitazione (Fig. 1a) ed evaporazione potenziale (Fig. 1b) rispetto alla situazione che caratterizza l’area durante il periodo di controllo 1981-2010. Le precipitazioni sono attese aumentare leggermente in inverno (+7% sotto lo scenario RCP8.5), mentre è stimata una diminuzione moderata in primavera (rispettivamente -10% e -40% per gli scenari RCP4.5 e RCP8.5) e significativa in estate (-20% e -65%). In autunno, la tendenza dipenderà dallo scenario di concentrazione effettivo, essendo positiva per quello RCP4.5 (circa +20%) e negativa per quello RCP8.5 (-10%). Attraverso semplici analisi 1D, gli autori hanno quindi analizzato le conseguenze di tali scenari climatici sui valori di infiltrazione e di evaporazione

effettiva in una colonna ideale di terreno, in ipotesi di presenza (Fig. 1a e Fig. 1b) ed assenza (Fig. 1c e Fig. 1d) di copertura vegetale, assegnando al mezzo diverse curve di ritenzione e di conducibilità idraulica rappresentative della granulometria (dalle argille alle sabbie grosse). In particolare, i risultati delle analisi (Fig. 1) suggeriscono che il valore medio su scala mensile del grado di saturazione nei primi 4 m dovrebbe tendere a diminuire in tutti i tipi di terreno. Allo stesso tempo, però, i valori massimi dovrebbero aumentare in alcune stagioni esclusivamente nei terreni sabbiosi per la maggiore sensibilità alle precipitazioni intense anche brevi. Questo risultato suggerisce che il cambiamento climatico dovrebbe indurre una diminuzione/aumento del rischio da frana nei depositi a ridotta/elevata conducibilità idraulica. Esiste tuttavia una classe di terreni a comportamento intermedio, come le argille consistenti intensamente fessurate ed i flysch, particolarmente diffusi lungo la catena appenninica, che possono presentare una conducibilità idraulica piuttosto elevata alla scala della macrostruttura per l'importante rete di discontinuità esistente. Queste ultime, se aperte, possono infatti influenzare in maniera determinante il regime piezometrico. Alcuni punti di discussione vengono riportati di seguito.

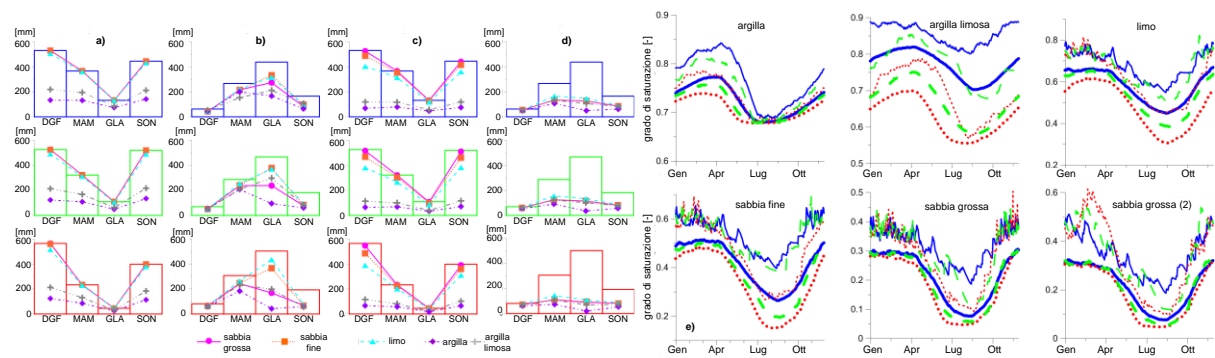


Fig. 1. Analisi degli effetti del cambiamento climatico nel sito di San Martino Valle Caudina. Valori cumulati stagionali di precipitazione (barre) ed infiltrazione (linee) in presenza (a) ed in assenza (c) di copertura vegetale; valori cumulati stagionali di evaporazione potenziale (barre) ed effettiva (linee) in presenza (b) ed in assenza (d) di copertura vegetale: barre blu per il periodo di controllo 1981-2010; barre verdi per RCP4.5 2071–2100; barre rosse per RCP8.5 2071–2100. Valori stagionali del grado di saturazione (e) nei primi 4 metri di una colonna di terreno: linee spesse per il valore medio mensile; linee sottili per il valore massimo giornaliero; linea continua blu per il periodo di controllo 1981–2010; linea tratteggiata verde per RCP4.5, periodo 2071–2100; linea puntinata rossa per RCP8.5, periodo 2071–2100 (modificata da Rianna et al., 2016)

3. Potenziali effetti del cambiamento climatico sul rischio frana

3.1 Frane in formazioni argillose non fratturate

Alcuni contributi della letteratura scientifica recente sono finalizzati alla stima della variazione futura dell'attività di frane in argilla a cinematica lenta, tipicamente governata dalle fluttuazioni stagionali del regime piezometrico. Comegna et al. (2013), ad esempio, hanno analizzato la possibile evoluzione della frana di Costa della Gaveta (Di Maio et al., 2010) nella valle del Basento (Basilicata). La riduzione delle precipitazioni annue e la crescente richiesta evaporativa atmosferica attesa hanno portato gli Autori, attraverso una modellazione numerica del regime piezometrico, a stimare una riduzione graduale delle pressioni interstiziali lungo la superficie di scorrimento tale da produrre nei prossimi 50 anni una diminuzione della velocità di spostamento di alcuni mm per decennio rispetto al valore medio monitorato di 2 cm/anno. A loro volta, Rianna et al. (2023) hanno proposto l'impiego di una correlazione empirica tra bilancio idrologico superficiale e livello piezometrico medio lungo la superficie di scorrimento (Comegna et al., 2023). Tale procedura è stata applicata al caso della colata di Masseria Marino (Picarelli et al., 2005), nella stessa valle del Basento, che presenta uno spessore medio di 5.5 m (Fig. 2a) nel canale di frana mostrando accelerazioni quando il livello piezometrico lungo la superficie di scorrimento è inferiore ad una profondità $z_w = -3$ m dal p.c.. Sulla base di una

modellazione numerica 2D della correlazione tra regime piezometrico del versante e bilancio idrologico potenziale su una finestra temporale di sei mesi, le proiezioni climatiche hanno permesso di stimare una potenziale riduzione dell'attività franosa futura. Nello specifico, il miglioramento medio delle condizioni di stabilità rappresentato dalla durata media di superamento della soglia piezometrica di attivazione (Fig. 2b), risulta particolarmente evidente sul lungo orizzonte temporale (2071-2100) e nello scenario climatico più severo (RCP8.5), che porterebbero la durata media di attività annuale della frana da 10 mesi (periodo di controllo 1981-2010) a 7 mesi.

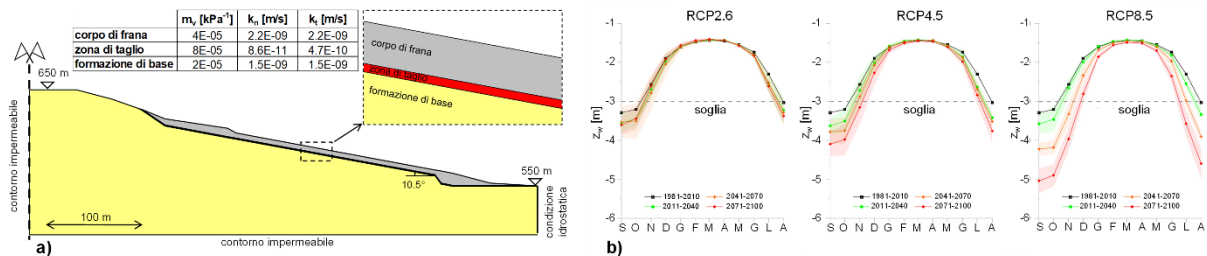


Fig. 2. Analisi dei potenziali effetti del cambiamento climatico sul regime piezometrico della frana di Masseria Marino: a) profilo del versante e proprietà assegnate ai terreni nelle analisi numeriche (compressibilità volumetrica, m_v ; permeabilità normale al versante, k_n ; permeabilità parallela al versante, k_t); b) valore mensile della profondità media z_w del livello piezometrico lungo la superficie di scorrimento per diversi intervalli temporali e scenari di emissione (modificata da Rianna et al. 2023)

3.2 Frane in formazioni argillose consistenti intensamente fessurate

Come mostrato nel paragrafo precedente, la progressiva riduzione dei livelli piezometrici associata al cambiamento climatico dovrebbe indurre un sostanziale miglioramento delle condizioni di stabilità dei versanti nei terreni a ridotta conducibilità idraulica. Allo stesso tempo, l'incremento dell'intensità degli eventi meteorici potrebbe causare effetti diametralmente opposti nei versanti in argille consistenti tettonizzate a media/alta plasticità ed in flysch che sono caratterizzati da una permeabilità piuttosto elevata alla scala macrostrutturale. A tal proposito, Picarelli et al. (2022) illustrano diversi casi di frane in formazioni simili, i cui meccanismi risultano governati da processi rapidi di infiltrazione meteorica, anche fino a profondità elevate, favoriti dal sistema di discontinuità aperte e interconnesse. Tali processi sono in grado di causare l'innescio di fenomeni franosi inattesi o di movimenti intermittenti governati da meccanismi alternati di riempimento e svuotamento delle discontinuità.

Per approfondire il problema sono state avviate alcune analisi numeriche 2D. Per il versante (Fig. 3a) è stato assunto il modello di pendio indefinito caratterizzato da una pendenza di 10.5° (coincidente con quella media della colata di Masseria Marino). Sulla base di un'ampia messe di dati disponibili, il corpo di frana è caratterizzato da uno spessore di 2 m, una permeabilità $k = 1.0E-09$ m/s ed una compressibilità volumetrica $m_v = 4.0E-05$ m/s. La superficie di scorrimento è stata ipotizzata all'interno di una banda di taglio di spessore pari a 1 cm, caratterizzata da un angolo di attrito residuo $\varphi'_{res} = 13^\circ$ e da una permeabilità k_{ss} maggiore di quella del corpo di frana, variabile tra $1.0E-07$ e $1.0E-05$ m/s (Di Maio et al. 2021). Il corpo di frana è attraversato da una serie di discontinuità aperte che sono state simulate attraverso strisce verticali continue dal piano campagna alla superficie di scorrimento, di apertura t variabile tra 1 e 10 cm, e poste ad interasse s variabile tra 5 e 20 m; il coefficiente di conducibilità idraulica è pari a $1.0E-04$ m/s. Queste ipotesi corrispondono ad una percentuale complessiva di fessure variabile tra lo 0.25% e l'1% della superficie complessiva del corpo di frana, che risulta in linea con le osservazioni di Jamalnia et al. (2020) su alcune dighe in argille fessurate. La condizione iniziale è stata definita imponendo una profondità iniziale della linea freatica pari a 5.0 m, corrispondente al valore medio monitorato al termine della stagione estiva nel versante di Masseria Marino. Gli effetti dell'evento meteorico sono stati simulati imponendo a piano campagna un'intensità di pioggia costante $I = 100$ mm/giorno.

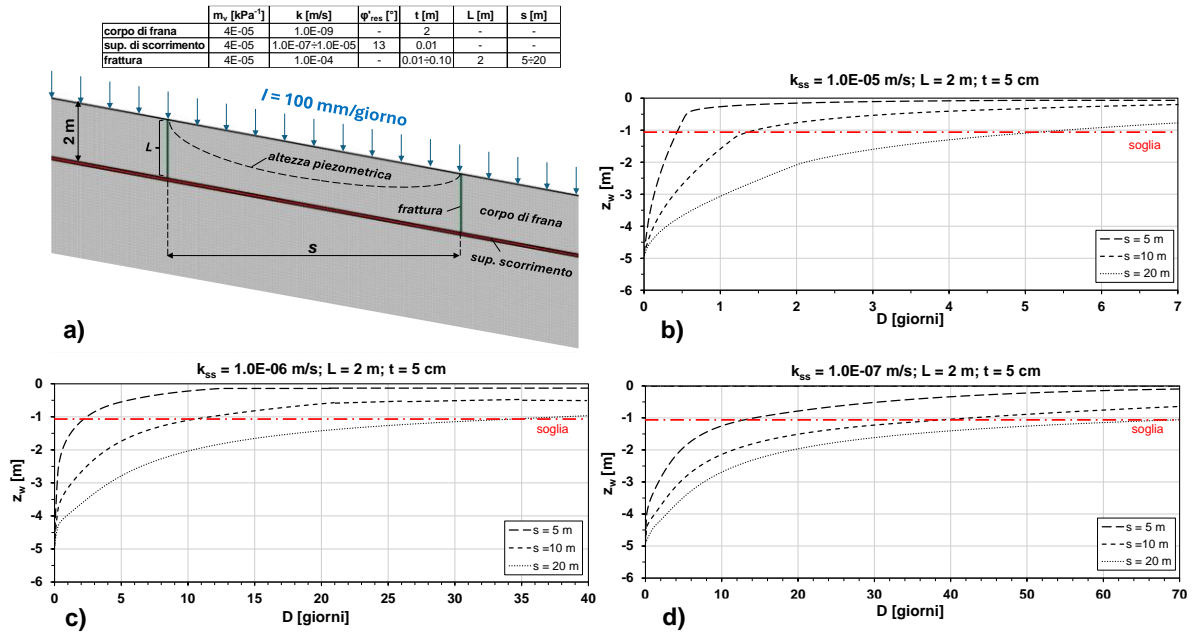


Fig. 3. Analisi degli effetti di un evento meteorico intenso su un versante in argille fratturate: a) profilo del versante e proprietà assegnate nelle analisi numeriche (profondità, L , apertura, t , e interasse, s , delle fratture; compressibilità volumetrica, m_v , conducibilità idraulica, k ; angolo di attrito residuo φ'_{res}); b,c,d) valore giornaliero della profondità media, z_w , del livello piezometrico lungo la superficie di scorrimento per diverse ipotesi riguardanti la geometria delle fessure e la permeabilità, k_{ss} , della superficie di scorrimento (modificato da Comegna et al., 2024)

Le Figg. 3b, 3c e 3d mostrano l'evoluzione cronologica dei livelli piezometrici giornalieri medi indotti lungo la superficie di scorrimento per $t = 5$ cm. Le stesse figure riportano anche il valore di soglia piezometrica ($z_w = -1.1$ m) da attingere per mobilitare la resistenza al taglio lungo la superficie di scorrimento. Come evidenziato, l'attivazione della frana può verificarsi in meno di tre giorni, valore limite realisticamente associabile, in base all'esperienza, all'intensità di pioggia imposta, per alcuni dei casi esaminati assegnando $k_{ss} = 1.0E-05$ m/s (casi $s = 5$ e 10 m) e $k_{ss} = 1.0E-06$ m/s (caso $s = 5$ m). Per il caso $k_{ss} = 1.0E-07$ m/s, l'attivazione avverrebbe invece solo per durate delle precipitazioni sempre superiori ai 10 giorni. Ulteriori analisi sono state condotte per investigare anche l'influenza di discontinuità che non raggiungono la superficie di scorrimento. Queste analisi mostrano che la mancanza di connessione idraulica tra discontinuità e superficie di scorrimento comporta una risposta idrologica praticamente coincidente con quella analizzata in assenza di fratture.

4. Conclusioni

Il cambiamento climatico può influenzare in maniera rilevante la stabilità dei pendii naturali, creando una varietà di situazioni dipendenti da condizioni meteo locali e natura dei terreni. Studi recenti hanno evidenziato che i trend climatici in regioni dal clima temperato come quelle del bacino del Mediterraneo, caratterizzati da una concentrazione di precipitazioni in periodi sempre più brevi, dovrebbero comportare una riduzione, specialmente sul lungo orizzonte temporale, del rischio associato agli eventi franosi in terreni a grana fine, i cui meccanismi sono tipicamente governati dai cumuli di precipitazione annuale. D'altro canto, i periodi più prolungati di siccità attesi potrebbero favorire lo sviluppo di un diffuso quadro fessurativo in formazioni argillose consistenti di media/alta plasticità. I risultati di alcune analisi numeriche riportati nella presente nota evidenziano il ruolo dei principali parametri in gioco aiutando a comprendere meglio la dinamica di alcuni eventi franosi che hanno recentemente coinvolto diversi versanti in depositi a grana fine, e suggerendo scenari anche molto diversi in funzione delle condizioni locali.

Bibliografia

- Berti M., Pizziolo M., Scaroni M., Generali M., Olivucci S., Gozza G., Formicola P., Critelli G., Mulas M., Tondo M., Lelli F., Fabbiani C., Ronchetti F., Ciccarese G., Dal Seno N., Ioriatti E., Rani R., Zuccarini A., Simonelli T., Corsini A. (2024). "Emergency mapping: lessons learned from 2023 landslide event in Romagna (Italy)". *Landslides*, sottoposto.
- Bottino G., Chighini S., Lancellotta R., Musso G., Romero E. (2011). "Plane slope failures in the Langhe region of Italy". *Géotechnique*, 61(10), 845-859.
- Comegna L., Mandolini M., Manna D., Rianna G., Reder A. (2023). "Weather induced post failure kinematics of a highway embankment founded on a marly sandstone slope". *Scientific Reports*, 13, 21808.
- Comegna L., Picarelli L., Bucchignani E., Mercogliano P. (2013). "Potential effects of incoming climate changes on the behaviour of slow active landslides in clay". *Landslides*, 10(4), 373-391.
- Comegna L., Rianna G., Sequino G., Reder A., Urciuoli G., Picarelli L. (2024). "Climate change and landslide hazard in stiff and hard clays". *Landslides*, sottoposto.
- Di Maio C., De Rosa J., Vassallo R. (2021). "Pore water pressures and hydraulic conductivity in the slip zone of a clayey earthflow: experimentation and modelling". *Engineering Geology*, 292, 106263.
- Di Maio C., Vassallo R., Vallario M., Pascale S., Sdao F. (2010). "Structure and kinematics of a landslide in a complex clayey formation of the Italian Southern Apennines". *Engineering Geology*, 116, 311-322.
- Jamalinia E., Vardon P.J., Steele-Dunne S.C. (2020). "The impact of evaporation induced cracks and precipitation on temporal slope stability". *Computers and Geotechnics*, 122, 103506.
- Olivares L., Picarelli L. (2003). "Shallow flowslides triggered by intense rainfalls on natural slopes covered by loose unsaturated pyroclastic soils". *Géotechnique*, 53(2), 283-288.
- Picarelli L., Di Maio C., Tommasi P., Urciuoli G., Comegna L. (2022). "Pore water pressure measuring and modeling in stiff clays and clayey flysch deposits: a challenging problem". *Engineering Geology*, 296, 106442.
- Picarelli L., Urciuoli G., Ramondini L., Comegna L. (2005). "Main features of mudslides in tectonized highly fissured clay shales". *Landslides*, 2(1), 15-30.
- Rianna G., Comegna L., Mercogliano P., Picarelli L. (2016). "Potential effects of climate changes on soil-atmosphere interaction and landslide hazard". *Natural Hazards*, 84, 1487-1499.
- Rianna G., Comegna L., Reder A., Urciuoli G., Picarelli L. (2023). "A simplified procedure to assess the effects of climate change on landslide hazard in a small area of the Southern Apennines in Italy". *Natural Hazards*, 115, 2633-2654.
- Simeoni L. (1998). "Fenomeni di scivolamento planare nelle Langhe". PhD Thesis, Politecnico di Torino.
- Zerkal O.V., Strohm A.L. (2017). "Overview of landslides distribution in Russian Federation and variations of their activity due to climate change". In: *Slope Safety Preparedness for Impact of Climate Change*, K. Ho, S. Lacasse and L. Picarelli eds., 253-288. CRCC Press, Taylor & Francis Group.



CARATTERIZZAZIONE DELLE FENOMENOLOGIE EVOLUTIVE DEL VERSANTE OCCIDENTALE DELL'ABITATO DI CHIEUTI (FG)

Marianna Stragapede
Politecnico di Bari
marianna.stragapede@poliba.it

Santaloia Francesca
CNR-IRPI, Bari
f.santaloia@ba.irpi.cnr.it

Di Lernia Annamaria
Politecnico di Bari
annamaria.dilernia@poliba.it

Tagarelli Vito
Politecnico di Bari
vito.tagarelli@poliba.it

Guglielmi Simona
Ministero Infrastrutture & Trasporti
simona.guglielmi@poliba.it

Sonnessa Alberico
Politecnico di Bari
alberico.sonnessa@poliba.it

Elia Gaetano
Politecnico di Bari
gaetano.elia@poliba.it

Federica Cotecchia
Politecnico di Bari
federica.cotecchia@poliba.it

Sommario

La diagnosi e l'interpretazione di un meccanismo di frana, basate sulla conoscenza dei fenomeni che coinvolgono il versante e che ne determinano la rottura, sono fondamentali per individuare misure di mitigazione del rischio da frana più efficaci e sostenibili nel lungo termine, nel rispetto dei criteri di economicità e di sostenibilità. Tuttavia, l'iter diagnostico può rivelarsi particolarmente impegnativo per la classe delle paleo-frane profonde, con movimenti molto lenti, che alternano fasi caratterizzate da esigui spostamenti cumulati nel tempo a fasi d'improvvisa accelerazione.

A questa categoria appartiene il processo franoso che coinvolge il versante occidentale del comune di Chieuti (FG), nel Sud Italia. Essendo un fenomeno antico, profondo e ad attività molto lenta, la frana di Chieuti può essere considerata come prototipo di numerose paleo-frane che si attestano in successioni sabbioso-argillose.

Nella presente nota, si mostrano i passi seguiti per la diagnosi e l'interpretazione fenomenologica della frana di Chieuti, che rappresenta il risultato di un'analisi interdisciplinare dei fattori di frana, basata su dati di monitoraggio geologico, geotecnico e geomatico e guidata dall'analisi numerica dell'equilibrio limite del meccanismo di frana, secondo la ben nota metodologia multi-scalare.

1. Introduzione

È noto che i meccanismi di frana da lenti a estremamente lenti, che inducono campi di velocità di spostamento da millimetri a pochi metri l'anno ($v < 5 \cdot 10^{-3}$ mm/sec) e che perdurano da decenni a secoli (Cruden e Varnes, 1996), possono influenzare l'assetto geomorfologico su scale temporali geomorfiche (Lacroix et al., 2020), durante le quali è possibile che si alternino fasi 'sospese' o di 'quiescenza'.

Le frane appartenenti a questa classe di attività possono determinare danni progressivi e iterati nel tempo alle strutture e alle infrastrutture interagenti con il corpo di frana, pur non rappresentando una causa diretta della perdita di vite umane e degli ingenti danni socio-economici indotti, a causa degli spostamenti cumulati nel lungo termine (Palmisano et al., 2018; Peduto et al., 2021).

In alcuni casi, la rottura progressiva dei geomateriali coinvolti nel processo franoso è alla base del conseguente sviluppo progressivo e retrogressivo delle bande di taglio che si delineano all'interno del pendio e, in questo contesto, gli esigui incrementi di spostamento possono rivelarsi precursori di accelerazioni indotte catastrofiche (Lacroix et al., 2020; Scoppettuolo et al., 2020).

L'insidiosità dei movimenti franosi a cinematica da lenta ad estremamente lenta risiede nella difficoltà di rivelarsi tangibili e dunque rilevabili in quegli elementi geomorfi della superficie del terreno, che tipicamente raccontano di un processo franoso in atto nel pendio.

Dunque, le sole indagini geomorfologiche non sono in grado di fornire una mappatura esaustiva delle frane della classe oggetto di studio, rendendo necessarie l'accurata ricostruzione geologica e storica degli eventi occorsi nei decenni, l'analisi dei danni strutturali e della loro evoluzione temporale nell'area coinvolta dalla frana (Palmisano et al., 2018; Peduto et al., 2021) e le indagini e i rilievi integrati degli spostamenti della superficie del terreno monitorati negli anni (Di Maio et al., 2018; Sonnessa et al., 2023).

In questo contesto, la presente nota mostra la caratterizzazione delle fenomenologie evolutive del versante occidentale del comune di Chieti, coinvolto in un processo franoso molto antico, profondo ed attualmente attivo, appartenente alla classe dei meccanismi da lenti a estremamente lenti (Santaloia et al., 2024). Per le sue caratteristiche, la frana di Chieti può essere considerata come prototipo di numerose paleo-frane che si attestano in successioni sabbioso-argillose, caratterizzate da movimenti lenti che alternano fasi di accelerazioni a fasi caratterizzate da esigui spostamenti cumulati nel tempo. La diagnosi del fenomeno franoso del versante di Chieti è stata eseguita nell'ambito della Convenzione stipulata tra il Commissario di Governo per l'Emergenza Idrogeologica della regione Puglia ed il Dipartimento di Ingegneria Civile, Ambientale, del Territorio, Edile e di Chimica (DICATECh) del Politecnico di Bari (2023), finalizzata alla caratterizzazione delle fenomenologie evolutive del versante sia in condizioni statiche che dinamiche. Essa è stata condotta secondo la metodologia multiscalare proposta da Cotecchia et al. (2016), secondo cui la diagnosi di una frana deve scaturire dalla comprensione dei processi geologici, meccanici ed idromeccanici che ne controllano il meccanismo, dalla sua attivazione alla sua evoluzione spazio-temporale.

2. Assetto geologico regionale e successioni sedimentarie coinvolte nella frana di Chieti

L'assetto geologico della regione in cui siede il versante occidentale di Chieti e la sua evoluzione nel lungo termine sono stati definiti sulla base dell'analisi della carta geologica nazionale (1:100.000, F. 155 "San Severo"; Boni et al., 1969), dei dati provenienti da diverse indagini regionali e dalla ricostruzione tettonico-sedimentaria quaternaria dell'Avanfossa Appenninica riportati in letteratura (Amorosi et al., 2009 a-b; Bracone, 2009; Bracone et al., 2012). L'assetto geologico del versante di Chieti è il risultato dell'evoluzione tettonico-sedimentaria pleistocenica dell'Avanfossa Appenninica, all'interno di un bacino situato tra i fiumi Biferno e Fortore (Fig 1.a), dove le successioni marine soggiacciono ai depositi continentali ivi depositati per sollevamento tettonico regionale del Quaternario (Bracone et al., 2012).

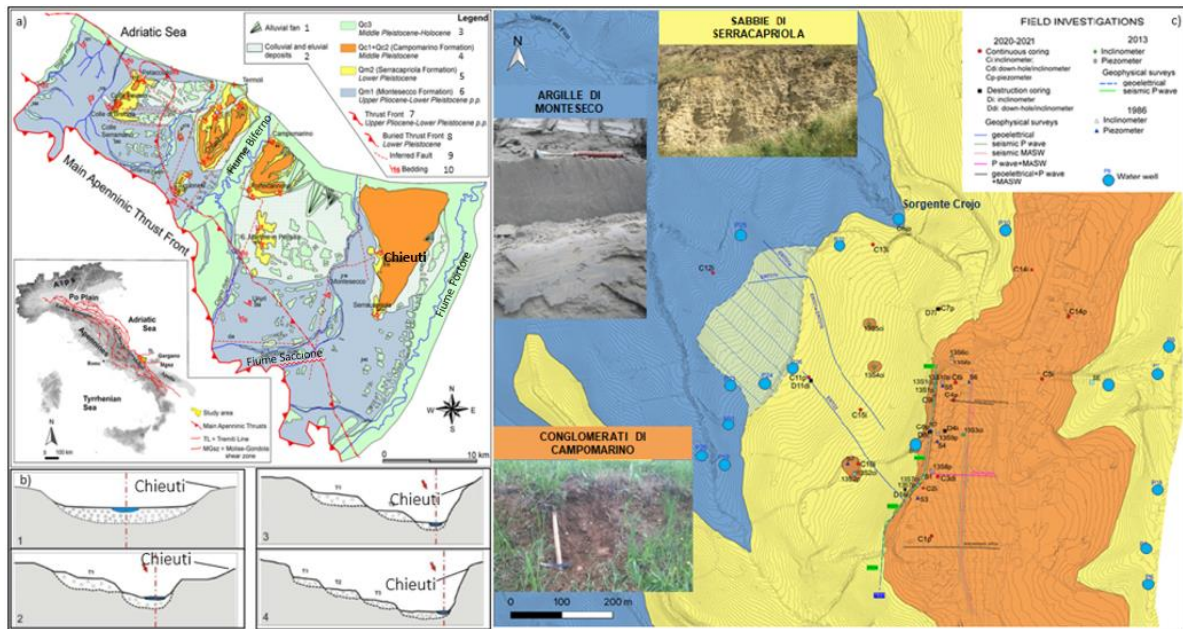
La successione sedimentaria regressiva presente nell'area è costituita, dal basso verso l'alto (Fig 1.a-c):

- dalle *Argille di Montesecco* (Pliocene superiore-Pleistocene inferiore), argille marine grigio-azzurre debolmente sovraconsolidate con sottili intercalazioni limoso-sabbiose, che divengono abbondanti nella porzione sommitale, in prossimità del contatto stratigrafico con le Sabbie di Serracapriola;
- dalle *Sabbie di Serracapriola* (Pleistocene inferiore), che comprendono alternanze di strati di sabbia e limo marini, diventando esclusivamente sabbie ghiaiose nella porzione superiore;
- dai *Conglomerati di Campomarino* (Pleistocene medio), costituiti da corpi ghiaiosi con intervalli limosi, sabbiosi e argillosi, depositati in ambiente alluvionale.

La carta geologica in Fig 1.a riporta anche la distribuzione dei *Depositi Fluviali Terrazzati*, in sinistra alla valle asimmetrica del fiume Saccione, e dei *Depositi Marini Terrazzati* e dai *Depositi Costieri* (Pleistocene medio-Olocene), lungo la costa, mappati con un unico pattern.

La ricostruzione della storia geologica regionale della valle del fiume Saccione e dei suoi affluenti di destra, come il Torrente Bivento (sito a valle del versante di Chieti - Fig 1.a), nonché dell'erosione asimmetrica dell'alveo fluviale che progressivamente ha determinato l'approfondirsi in destra dello scavo al piede del pendio in argilla (Fig 1.b), ha consentito di caratterizzare la prima attivazione della

frana attuale ed il passato geologico dello del versante occidentale di Chieuti, sede di movimenti franosi molto lenti da secoli (Fig 1.d, Tagarelli et al., 2023 e 2024). Questa è la genesi che tipicamente si attribuisce a paleo-frane che coinvolgono pendii siti in valli fluviali, la cui evoluzione per rottura progressiva nelle argille profonde, innescata dallo scavo fluviale vallivo, induce l'attuale attività franosa.



1) conoide alluvionale, 2) depositi colluviali ed eluviali, 3) Terrazzi fluvio-marini e depositi fluvio-costieri (Pleistocene medio-Olocene), 4) Conglomerati di Campomarino (Pleistocene medio), 5) Sabbie di Serracapriola (Pleistocene inferiore), 6) Argille di Montesecco (Pliocene superiore-Pleistocene inferiore), 7) Fronte di trust appenninico, 8) Fronte di trust appenninico sepolto, 9) Faglia dedotta, 10) Stratificazione.

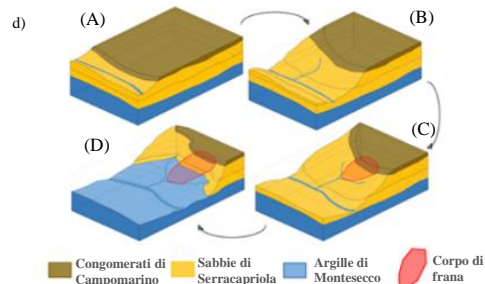


Fig 1.a) Carta geologica dell'area compresa tra i fiumi Biferno e Fortore nell'Avanfossa Appenninica (da Bracone et al., 2012); b) erosione asimmetrica della valle del fiume (secondo Bracone et al., 2012 modificato); c) carta geologica del versante occidentale di Chieuti (Santaloia et al., 2024); d) schemi 3D semplificati della formazione ed evoluzione del versante di Chieuti per erosione asimmetrica vallivo-fluviale (Bracone et al., 2012; Tagarelli et al., 2023 e 2024): A) inizio della fase di erosione fluviale; B) evoluzione del processo erosivo e formazione degli affluenti; C) ulteriore fase di erosione e inizio di frane dovute all'incremento di pendenza indotto nel versante; D) assetto attuale.

3. Analisi integrata dei danni e dei dati di spostamento in superficie

L'evoluzione nel tempo dei danni agli edifici, alle strade e alle opere di contenimento, ubicati nella porzione nord-occidentale del centro storico, è stata ricostruita attraverso l'analisi di cronache e documenti d'archivio risalenti al 1830, rilievi sul campo ed informazioni fornite dai cittadini. In questa fase di 'studio a tavolino', l'analisi ha consentito di riconoscere che il centro storico è stato edificato sulla sommità della collina nel XV secolo ed era cinto da mura turrette continue medievali (Fig 2.a), costituite da una sequenza di edifici in muratura. L'originaria continuità della cinta muraria occidentale è attestata da documenti consultati presso l'Archivio di Stato di Foggia, risalenti al 1830. Gli stessi documenti testimoniano la prima evidenza di un fenomeno di dissesto che pregiudicava l'integrità di alcuni edifici nella parte nord-occidentale della città, evidentemente danneggiati.

Prima del 1909, in seguito al crollo di alcuni edifici, la cinta muraria perse la sua continuità, come

evidenziato in una mappa conservata presso l'Archivio Comunale di Chieuti. Negli anni successivi si sono susseguite demolizioni di edifici fortemente compromessi, mentre altri hanno accusato ingenti danni. Gli edifici più danneggiati sono quelli situati lungo il gradino morfologico, che individua l'affioramento della scarpata più interna della frana, evidenziata in Fig 2.b dalla linea rossa tratteggiata più a destra, che attraversa il settore nord-occidentale dell'abitato. Sebbene i documenti d'archivio riportino danni a partire dal 1830, il riconoscimento che gli stessi fossero da ricondursi ad un processo di frana in atto è stato riportato per la prima volta in un documento del 1946.

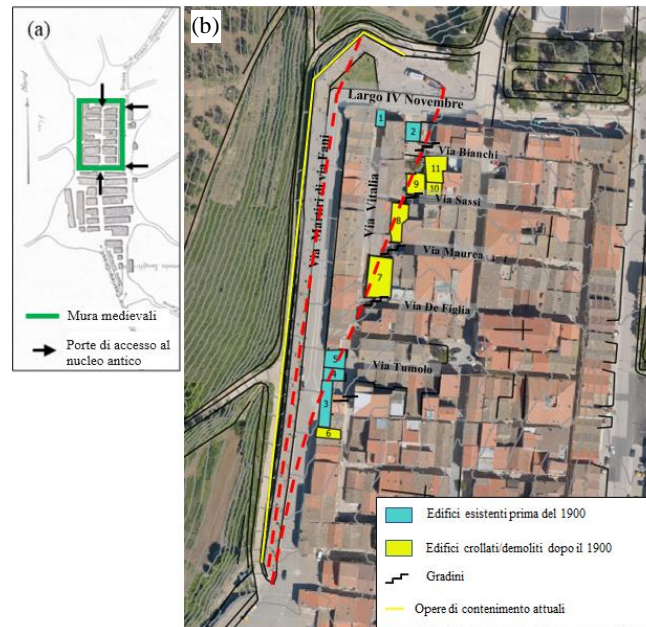


Fig 2.a) Mappa del 1916 con mura medievali, a titolo indicativo; b) Ortofoto del 2021 e indicazione degli edifici crollati o demoliti prima o nel corso del 1900 e del muro di sostegno su pali.

Nonostante i significativi movimenti di frana resi evidenti nei decenni da una continua evoluzione dello stato di danno dell'edificato, delle strade e delle strutture di contenimento che si sono avvicinate lungo il ciglio occidentale del paese, le dimensioni della frana stessa e la posizione del suo piede a valle si sono rivelate difficilmente riconoscibili attraverso i consueti rilievi geomorfologici in-situ. Ciò è da ricondursi al cinematismo molto lento della paleo-frana, i cui spostamenti sono tali da indurre cambiamenti morfologici trascurabili nel breve termine.

Per avvalorare quanto emerso dall'analisi dello stato di danno e per rendere evidente quanto il settore dell'abitato a ovest della scarpata più interna sia quello più diffusamente compromesso, si è ritenuta indispensabile l'elaborazione, attraverso la tecnica Multi-Temporal Interferometry SAR (MTInSAR), dei dati satellitari registrati nell'area di Chieuti (Sonnessa et al 2023; Pagano et al 2023). L'analisi delle immagini SAR, acquisite tramite il satellite Sentinel-1 tra Aprile 2015- Maggio 2022, è stata condotta tramite l'algoritmo SPINUA (Bovenga et al., 2005), ottenendo un'accuratezza millimetrica delle misurazioni. La Fig 3.a evidenzia quanto i cedimenti misurati da satellite diano conferma dell'instabilità del ciglio occidentale dell'abitato e del cuneo nord-occidentale compreso tra le due scarpate della frana (punti dall'arancione al rosso); inoltre, considerando cinque diversi allineamenti degli scatteratori (PS), sono nettamente riconoscibili cedimenti differenziali procedendo dall'interno verso l'esterno del cuneo, mentre all'interno della scarpata gli spostamenti sono concordi, muovendosi questo di corpo rigido, secondo lo schema morfologico degli scorrimenti composti con piani di taglio interni (Fig 3.b; Glastonbury e Fell, 2008).

Infine, l'analisi multi-geometrica DInSAR, basata sui dati di Sentinel-1, mostra che l'area edificata ad ovest della scarpata più interna è luogo di spostamenti la cui componente verticale, V_z , è maggiore di quella orizzontale, V_h , in un rapporto $V_z/V_h \approx 4$, confermando un cedimento prevalentemente a

componente verticale del cuneo nord-occidentale. Il rapporto V_z/V_h misurato lungo il versante, attraverso rilievi trigonometrici con Stazione Totale Automatica, si attesta circa sull'unità, rilevando dunque spostamenti prevalentemente suborizzontali. La caratterizzazione spazio-temporale del campo di spostamento basato su dati satellitari è stata confermata anche dai dati di livellazione geometrica ad alta precisione, che misurano incrementi di spostamento verticale della stessa dimensione di quelli registrati dai dati SAR tra Maggio 2021 e Maggio 2022.

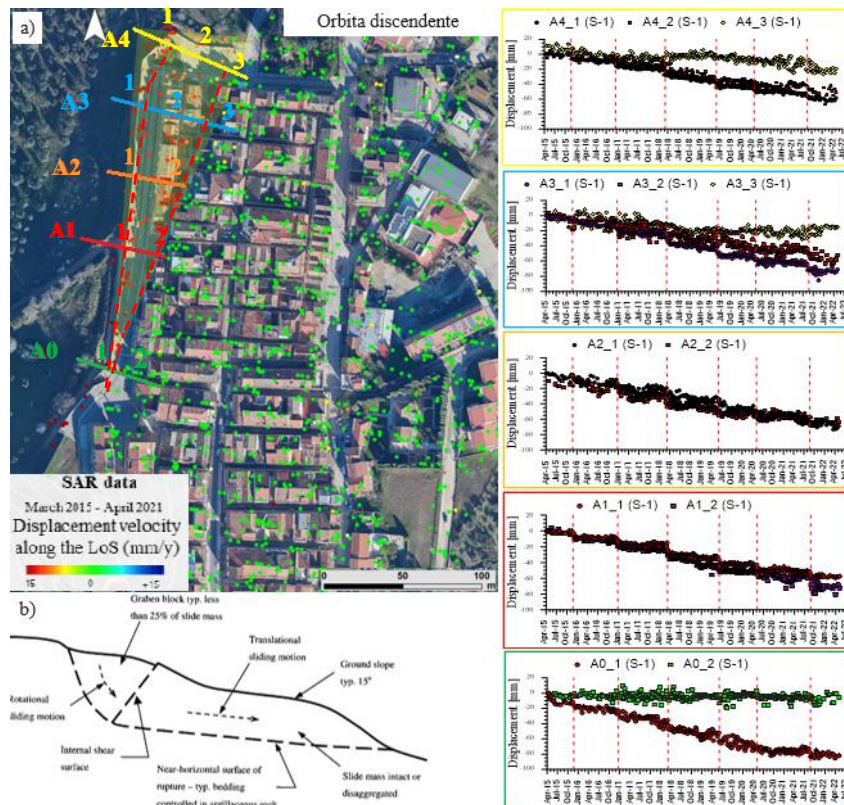


Fig 3.a) Mappa degli spostamenti (dataset S1-orbita discendente) relativa al periodo Aprile 2015 – Maggio 2022 con serie temporali di spostamento lungo la LoS relative a cinque allineamenti PS, orientati lungo la direzione di massima pendenza: le linee rosse indicano le fasi di accelerazione (Sonnessa et al., 2023); b) schema morfologico degli scorrimenti composti con piani di taglio interni (Glastonbury e Fell, 2008).

4. Assetto geomorfologico e dinamica evolutiva degli spostamenti profondi dei corpi di frana

Per comprendere quanto e come i cedimenti del cuneo a monte fossero connessi con il cinematisimo di frana, ad una embrionale ricostruzione geomorfologica, per una prima ricostruzione dei corpi franosi coinvolti, si è aggiunta la caratterizzazione del campo di spostamenti profondi che, integrati con quelli di superficie, hanno consentito di interpretare più verosimilmente la morfologia dei corpi principali e secondari, di rivisitarne le superfici di scivolamento ipotizzate e di dettagliarne l'attività all'interno del pendio. Trattandosi di processi franosi da lenti ad estremamente lenti, l'interpretazione del meccanismo di frana ha richiesto che la durata del monitoraggio inclinometrico fosse estesa per almeno due anni. L'interpretazione della morfologia in profondità dei corpi di frana (Fig 4.b), desunta dai dati inclinometrici ad oggi acquisiti, da Gennaio 2021 a Luglio 2023 (Campagna Apogeo srl), è stata confrontata ed integrata con quella dedotta dai dati geomorfologici di superficie, litostratigrafico-mesostrutturali dei terreni coinvolti in profondità e dai dati inclinometrici pregressi (Campagna INGE-2013).

In prima battuta, previo rilievo geomorfologico in-situ per individuare l'estensione dei corpi franosi, si sono ipotizzate le superfici di scivolamento (Fig 4.b) dei corpi di frana individuati all'interno del pendio,

analizzando sezioni litostratigrafiche integrate con i profili geotecnici che esibivano le principali proprietà dei campioni indisturbati prelevati lungo i sondaggi effettuati. Ciò ha consentito anche di individuare e caratterizzare le unità geotecniche a partire dalle unità litostratigrafiche:

- *Unità 1*, corrispondente alla porzione più fine dei *Conglomerati di Campomarino*;
- *Unità 2*, appartenente alle *Sabbie di Serracapriola*, suddivisa nella *sub-Unità 2a* più grossolana e nella *sub-Unità 2b* più fine, limosa;
- *Unità 3* consistente nelle *Argille di Montesecco*.

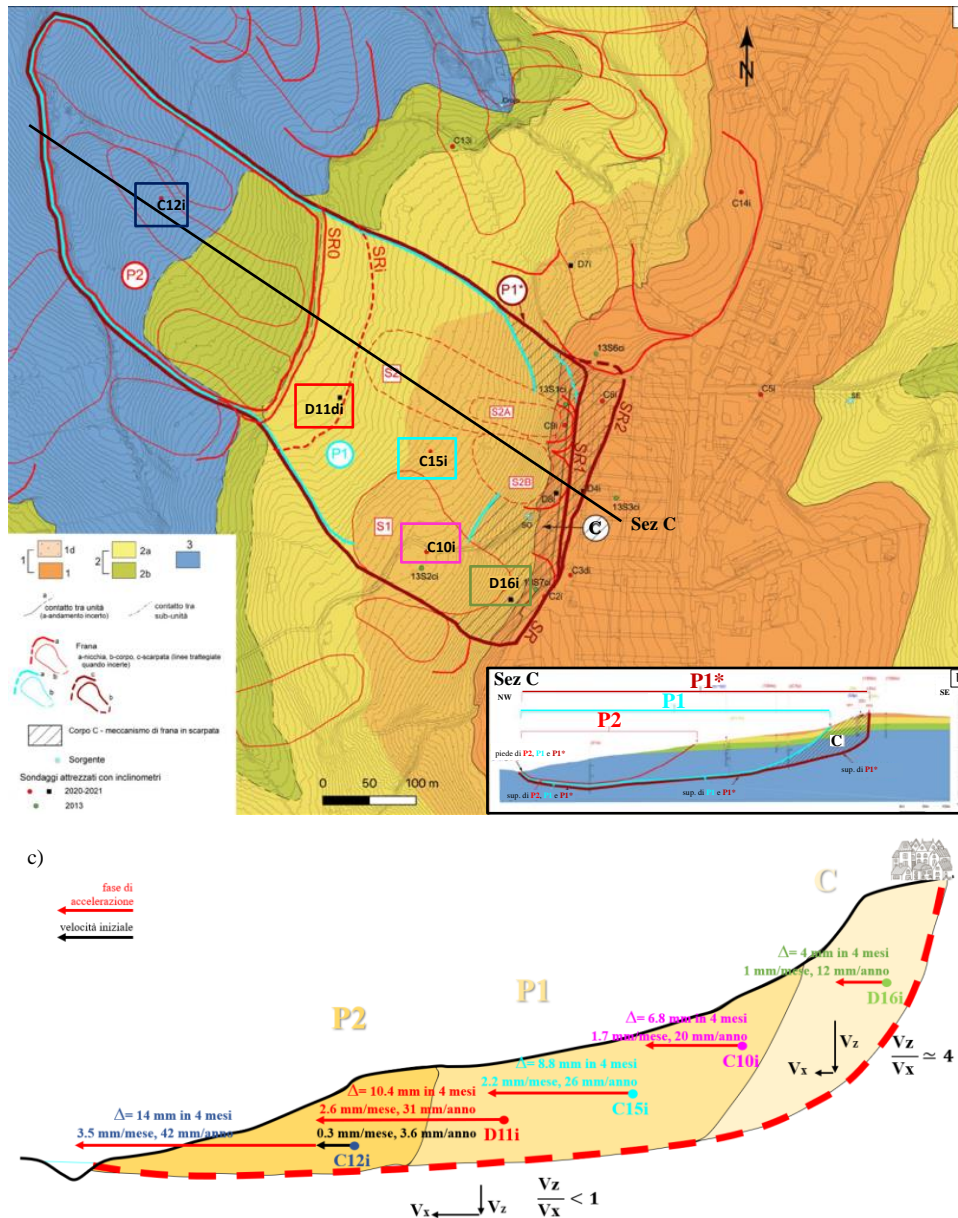


Fig 4.a) Carta litostratigrafico-geomorfologica del versante occidentale di Chieuti con i corpi di frana principali e secondari; b) Sezione litostratigrafico-geomorfologica C (Santaloia et al., 2024); c) Dinamica evolutiva degli spostamenti profondi dei corpi di frana principali P1, P2, C.

In definitiva, sulla base dei rilievi geomorfologici e considerando i risultati del monitoraggio inclinometrico per definire la profondità dei corpi principali, sul pendio sono stati individuati quattordici corpi franosi principali, da P1 a P14, e sette secondari, da S1 a S7, localizzati all'interno o a monte di quelli principali (Fig 4.a), identificati principalmente in movimenti roto-traslativi, da superficiali a profondi. Il corpo P1 è il più grande, con nicchia di distacco situata a circa 195 m s.l.m., immediatamente

a valle dell'abitato che è stato ripetutamente coinvolto nel processo franoso e significativamente segnato nel tempo da ripetuti interventi antropici di ripristino; il piede invece si localizza lungo l'affluente meridionale del Torrente Fico, a 95-125 m s.l.m (Fig 4.a).

Nella zona di valle, il corpo P1 condivide con il corpo P2 il piede che, sito nell'affluente del Torrente del Fico, risulta attualmente molto attivo e soggetto ad erosione fluviale. La scarpata principale del corpo P2 (SR0 in Fig 4.a) si delinea quasi al centro del pendio, a monte di altri corpi di frana secondari. Quasi a monte del corpo P1 si identificano movimenti franosi secondari S1, S2, S2A e S2B (Fig 4.a). Le scarpate SR, SR1 e SR2 in Fig 4.a coinvolgono l'area urbanizzata e, considerando l'assetto morfologico dei corpi P1 e P2, queste si correlano all'evoluzione retrogressiva del processo di frana.

L'evidenza della natura retrogressiva del processo franoso in atto nel pendio, nonché l'evoluzione progressiva in profondità delle bande di taglio sede di snervamento e rottura, si è avuta dall'analisi dei dati del monitoraggio inclinometrico lungo il versante, che ha consentito di rivisitare le superfici ipotizzate e di individuare il loro effettivo delinarsi in profondità, date per acquisite le evidenze più superficiali.

L'inclinometro C12i localizzato più a valle (Fig 4.a) ha registrato tra Dicembre 2022 e Marzo 2023 una fase di accelerazione del corpo P2, con una velocità di 3,5 mm/mese (42 mm/anno), nonché un incremento dello spostamento di circa 14 mm, letto alla profondità di 49 m, dove si localizza la superficie di scivolamento profonda (Fig 4.c). In una evidente dinamica retrogressiva che coinvolge i diversi corpi franosi più a monte, gli inclinometri D11di-C15i-C10i-D16i-C2i (Fig 4.a) hanno rilevato contestualmente fasi di accelerazione nel medesimo intervallo temporale, pur evidenziando velocità più basse (Fig 4.c).

L'interpretazione fenomenologica del meccanismo di frana è stata verificata attraverso la modellazione quantitativa delle condizioni di equilibrio del versante, effettuando analisi a ritroso dell'equilibrio limite (LE) e implementando il regime piezometrico desunto dalla simulazione idraulica (H) bidimensionale della filtrazione stazionaria nel pendio, secondo l'approccio H+LEM (Cotecchia et al., 2016; di Lernia et al., 2023).

L'analisi di filtrazione stazionaria (non mostrata qui per brevità) ha evidenziato una spiccata concentrazione dei flussi idraulici all'interno degli strati delle *sub-Unità 2a* e *2b*, che rappresentano strati preferenziali di drenaggio idraulico all'interno del pendio. Ciò favorisce il deflusso dell'acqua al contatto tra la formazione più permeabile dell'*Unità 2* e quella sottostante, meno permeabile, dell'*Unità 3*, compatibile con la localizzazione delle sorgenti di contatto lungo SR0, rilevata dai rilievi in-situ. Dunque, lungo il pendio l'*Unità 3* risulta costantemente sommersa con linea di falda ad una profondità di circa 20-22 m s.l.m. nella porzione a monte, in corrispondenza del contatto tra gli strati delle *sub-Unità 2a* e *2b*, che si avvicina gradualmente alla superficie del terreno nella parte intermedia del pendio, dove si rilevano evidenti deflussi d'acqua, per poi raggiungere la superficie presso l'affluente del Torrente Fico (di Lernia et al., 2023).

La distribuzione risultante delle pressioni interstiziali dell'acqua è stata, quindi, impiegata nelle analisi a ritroso dell'equilibrio limite, effettuate utilizzando il metodo Morgenstern e Price, implementato nel software Slope/w (Geo-Slope International, 2012). Si sono condotte analisi all'equilibrio limite di due meccanismi di frana: il primo in cui si considera l'instabilità del corpo P1* come corpo unico con piede nell'affluente del Fico, testa in corrispondenza della scarpata SR2 e profondità compatibile con i dati inclinometrici (Tipo 1); un secondo che invece prevede l'eventuale attivazione per scarico laterale del corpo C indotto dallo spostamento del corpo P1 (Tipo 2).

L'angolo di attrito mobilizzato del corpo di frana P1* è pari a 16.5°, superiore all'angolo di attrito residuo di 15° delle argille dell'*Unità 3*, a conferma della morfologia della superficie di scivolamento profonda e dell'attuale instabilità della porzione di valle del pendio, che inficia la stabilità della porzione di monte. Con riferimento al corpo C, la resistenza al taglio mobilitata dall'equilibrio limite del corpo di frana all'interno dell'*Unità 3* è pari a 27.9°, suggerendo che il meccanismo di frana a monte è quello più instabile. Si ritiene dunque che i cedimenti del cuneo C in scarpata, a monte, siano indotti per scarico

laterale dallo spostamento del corpo P1 che si attiva di seguito allo spostamento del corpo P2 a valle, corpo di frana più attivo.

Concludendo, ai fini di una completa analisi dell'attività franosa in atto lungo il versante occidentale del Comune di Chieuti, diviene dirimente individuarne le cause innescanti. In tal senso, si sta procedendo ad un'analisi approfondita dei carichi piezometrici profondi e più superficiali, all'interno del pendio, per comprendere quanto le escursioni piezometriche siano connesse alle cumulate di pioggia sul lungo periodo, e al clima in generale, e quanto l'erosione dell'affluente del Torrente del Fico a valle giochi un ruolo fondamentale nell'attivare il corpo di frana più attivo P2.

Bibliografia

- Amorosi A., Bracone V., Di Donato V., Roskopf C.M., Aucelli P.P., 2009a. "The Plio–Pleistocene succession between Trigno and Fortore rivers (Molise and Apulia Apennines): stratigraphy and facies characteristics." *GeoActa* 8, 1–12.
- Amorosi A., Ricci Lucchi M., Rossi V., Sarti G., 2009b. "Climate change signature of small-scale parasequences from Late glacial–Holocene transgressive deposits of the Arno valley fill." *Palaeogeogr. Palaeoclimatol. Palaeoecol.* 273, 142–152.
- Bracone V., 2009. "Studio geologico-stratigrafico e geomorfologico nel settore costiero compreso tra il Fiume Trigno ed il Fiume Fortore." Università degli Studi del Molise.
- Bracone V., Amorosi A., Aucelli P.P.C., Roskopf C.M., Scarciglia F., Di Donato V., Esposito P., 2012. "The Pleistocene tectono–sedimentary evolution of the Apenninic foreland basin between Trigno and Fortore rivers (Southern Italy) through a sequence-stratigraphic perspective." *Basin Res.* 24, 213–233.
- Bovenga F., Nutricato R., Refice A., Guerriero L., Chiaradia M.T., 2005. "SPINUA: A flexible processing chain for ERS / ENVISAT long term interferometry", in: European Space Agency, (Special Publication) ESA SP.
- Cotecchia F., Santaloia F., Lollino P., Vitone C., Pedone G., Bottiglieri O., 2016. "From a phenomenological to a geomechanical approach to landslide hazard analysis." *Eur. J. Environ. Civ. Eng.* 20, 1004–1031.
- Cruden D.M., Varnes D.J., 1996. "Landslide types and processes", in: Special Report - US National Research Council, Transportation Research Board. *Landslides Investigation and Mitigation*. Washington, DC, pp. 36–75.
- di Lernia A., Cotecchia F., Elia G., Tagarelli V., Santaloia F., Palladino G., 2023. "Combined use of hydraulic and coupled hydro-mechanical numerical modelling of the response of a clay slope to climatic actions in the long term." *Ital. Geotech. J.* 1/2023, 42–65.
- Di Maio C., Fornaro G., Gioia D., Reale D., Schiattarella M., Vassallo R., 2018. "In situ and satellite long-term monitoring of the Latronico landslide, Italy: displacement evolution, damage to buildings, and effectiveness of remedial works." *Eng. Geol.* 245, 218–235.
- Glastonbury J., Fell R., 2008. "Geotechnical characteristics of large slow, very slow, and extremely slow landslides." *Can. Geotech. J.* 45, 984–1005.
- Lacroix P., Handwerker A.L., Bièvre G., 2020. "Life and death of slow-moving landslides." *Nat. Rev. Earth Environ.* 1, 404–419.
- Palmisano F., Vitone C., Cotecchia F., 2018. "Assessment of Landslide Damage to Buildings at the Urban Scale." *J. Perform. Constr. Facil.* 32, 04018055.
- Pagano, N., Sonnessa, A., Cotecchia, F., Tarantino, E., 2023. Integrated Use of Geomatic Methodologies for Monitoring an Instability Phenomenon, in: *Lecture Notes in Computer Science (Including Subseries Lecture Notes in Artificial Intelligence and Lecture Notes in Bioinformatics)*. pp. 217–233.
- Peduto D., Santoro M., Aceto L., Borrelli L., Gullà G., 2021. "Full integration of geomorphological, geotechnical, A-DInSAR and damage data for detailed geometric-kinematic features of a slow-moving landslide in urban area." *Landslides* 18, 807–825.
- Santaloia F., di Lernia A., Tagarelli V., Sonnessa A., Guglielmi S., Bottiglieri O., Pisano L., Stragapede M., Tarantino E., Elia G., Cotecchia F., 2024. "Challenges in the diagnosis of very slow landslide mechanisms: a prototype case study" (Submitted).
- Scoppettuolo M.R., Cascini L., Babilio E., 2020. "Typical displacement behaviours of slope movements." *Landslides* 17, 1105–1116.
- Sonnessa A., di Lernia A., Oscar Nitti D., Nutricato R., Tarantino E., Cotecchia F., 2023. "Integration of multi-sensor MTInSAR and ground-based geomatic data for the analysis of non-linear displacements affecting the urban area of Chieuti, Italy." *Int. J. Appl. Earth Obs. Geoinf.* 117, 103194.
- Tagarelli V., Santaloia F., Elia G., Cotecchia F., 2023. "Advanced numerical modelling of the geological processes responsible for mid-Pleistocene landslide inception: an insight into possible factors for the current landslide activity", in: 10th European Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering. London.
- Tagarelli V., Santaloia F., Elia G., Cotecchia F., 2024 "Geologically-inspired numerical modelling of the processes responsible for mid-Pleistocene landslide inception" (Submitted-Review).



MODELLAZIONE NUMERICA IDRO-MECCANICA DEL VERSANTE DI MISCANO

Ali Tawalo

Scuola Superiore Meridionale

ali.tawalo-ssm@unina.it

Gaetano Falcone, Anna D'Onofrio, Marianna Pirone, Gianfranco Urciuoli

DICEA – Università degli studi di Napoli Federico II

*gaetano.falcone@unina.it, anna.donofrio@unina.it, marianna.pirone@unina.it,
gianfranco.urciuoli@unina.it*

Sommario

La previsione degli spostamenti indotti dall'infiltrazione delle piogge in un pendio, prima di un eventuale collasso, è fondamentale al fine di valutare le prestazioni delle infrastrutture potenzialmente coinvolte sia in una condizione di esercizio sia di stato limite ultimo. In questo contributo è presentata la modellazione numerica del comportamento idro-meccanico di un versante appartenente al caso studio della Valle del Miscano (BN). A tale scopo è stato utilizzato il codice agli elementi finiti PLAXIS 2D adottando due leggi costitutive: il modello lineare elastico-perfettamente-plastico (Mohr-Coulomb, MC) e il modello Hardening Soil with small strain stiffness (HSsmall). L'obiettivo del lavoro è stato quello di valutare la prestazione di questi due modelli costitutivi nella previsione del comportamento idro-meccanico del pendio. I parametri di MC e HSsmall sono stati determinati attraverso la simulazione dei dati di monitoraggio in sito registrati durante l'anno 1993, in termini di spostamenti orizzontali cumulati al piano campagna (u_x) e di pressioni interstiziali. Il modello HSsmall fornisce un andamento nel tempo degli spostamenti più realistico rispetto alla previsione ottenuta con il modello MC. I valori di u_x a circa metà anno e a fine anno sono sottostimati, rispettivamente, del 2% e del 21% con il modello HSsmall mentre il modello MC fornisce una sovrastima, rispettivamente, del 42% e di circa il 33%.

1. Introduzione

Prevedere accuratamente gli spostamenti di coltri di terreno in frana lungo superfici di scorrimento pregresse, è cruciale per valutare in modo affidabile le prestazioni delle strutture presenti lungo il versante. Esistono numerosi studi che correlano il fattore di sicurezza del pendio ad alcune grandezze predisponenti il collasso (Elia et al., 2017), quali ad esempio: le piogge pregresse e le proprietà idro-meccaniche dei terreni (Urciuoli et al., 2016; di Lernia et al., 2022), la presenza di eventuali eterogeneità della distribuzione di tali proprietà nel sottosuolo (Cotecchia et al., 2015) e il tipo di vegetazione (Pedone et al., 2021). Ad oggi pochi lavori investigano con approcci analitici o numerici gli spostamenti cumulati osservati durante la riattivazione ciclica del corpo di frana. Ad esempio, Urciuoli (2002) propose un modello per il calcolo degli spostamenti e delle deformazioni in un pendio indefinito causati dall'innalzamento della falda freatica considerando un legame costitutivo elasto-plastico. Secondo tale modello lo stato tensionale iniziale ha un effetto importante sul profilo degli spostamenti orizzontali che precede il collasso. Elia et al. (2020) studiarono l'effetto della variazione della pressione interstiziale

sulla stabilità di un pendio adottando un modello costitutivo ad incrudimento cinematico (Rouainia & Wood, 2015), capace di simulare il degrado della struttura del terreno indotto dalle oscillazioni cicliche della falda. È opportuno notare che gli studi sopra citati presentano delle approssimazioni come, ad esempio, l'assunzione di geometrie di pendio semplificate oppure il trascurare l'effetto della evapotraspirazione nella simulazione delle oscillazioni di falda.

In questo contesto, la nota discute gli spostamenti di un versante della Valle del Miscano (BN) indotti dall'infiltrazione delle piogge e determinati mediante simulazioni numeriche. I dati di pioggia, evapotraspirazione, pressione interstiziale e spostamenti orizzontali superficiali cumulativi annuali, raccolti in sito durante il 1993 (Picarelli et al., 1999), sono stati utilizzati per la calibrazione del modello numerico. Le simulazioni numeriche sono state eseguite utilizzando il codice di calcolo PLAXIS 2D (Brinkgreve et al., 2022). In particolare, sono state utilizzate due leggi costitutive: un modello elastico lineare-perfettamente plastico, Mohr-Coulomb (MC), e un modello costitutivo isteretico elasto-plastico a incrudimento isotropo (Benz, 2006; Benz et al., 2009; Schanz et al., 1999), denominato HSsmall. L'obiettivo principale di questo studio è stato fornire una valutazione preliminare delle prestazioni del modello HSsmall rispetto al modello MC nelle simulazioni numeriche di un problema di stabilità dei pendii in cui è investigata l'interazione pendio-atmosfera.

2. Caso di studio

Il versante oggetto di studio è ubicato nel bacino del torrente Miscano nel comune di Benevento. La frana, studiata da Picarelli et al. (1999) e mostrata in Fig. 1, che ha interessato il versante

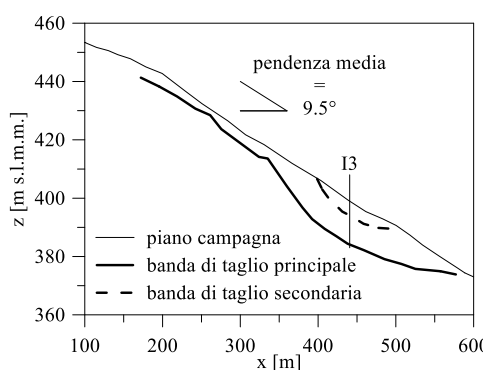


Fig. 1. Sezione longitudinale del versante (modificata dopo Picarelli et al., 1999).

in esame può essere classificata come una frana estremamente lenta. L'angolo di inclinazione del pendio è di 9.5° . Il pendio in frana ha una lunghezza di circa 1 km. Il pendio è costituito da argilliti fortemente fessurate e scagliose di alta plasticità con inglobati blocchi o frammenti isolati di calcare. L'angolo di attrito, ϕ' , delle argilliti varia tra 18° e 23° con coesione, c' , che localmente può variare tra 10 e 60 kPa in funzione del grado di sovraconsolidazione. L'angolo di attrito residuo ottenuto eseguendo prove di taglio diretto varia tra 5° e 8° , invece, quello mobilizzato, ottenuto tramite *back-analysis* all'equilibrio limite, è di circa 13° (Picarelli et al., 1999).

La frana è stata monitorata per diversi anni. Piezometri, inclinometri e pluviometri sono stati utilizzati rispettivamente per monitorare il regime delle acque sotterranee, gli spostamenti orizzontali e i dati di pioggia. Le indagini e le misurazioni in sito hanno permesso di distinguere tre zone principali: il corpo principale di frana composto da terreno dislocato e rimaneggiato dagli spostamenti, la superficie di scivolamento e il terreno intatto. Inoltre, le misure degli spostamenti orizzontali più recenti hanno rivelato la presenza di una seconda superficie di scivolamento più superficiale (Fig. 1). Picarelli e coautori (1999) hanno osservato che i livelli piezometrici misurati nel corpo di frana sono rapidamente e sensibilmente influenzati dalla pioggia mentre nel terreno intatto sottostante si osservano fluttuazioni minori del livello piezometrico, risultando in una variazione più lenta delle pressioni neutre anche in presenza di piogge intense. Le misurazioni inclinometriche mostrano gli spostamenti orizzontali che si verificano dopo i periodi di pioggia, tipicamente all'inizio di ogni anno. La velocità media degli spostamenti orizzontali superficiali cumulati annualmente è relativamente piccola, circa 2 cm all'anno.

3. Modello numerico

L'interazione pendio-atmosfera è stata studiata mediante modelli numerici 2D implementati nel codice

agli Elementi Finiti (FE) PLAXIS 2D (Brinkgreve et al., 2022). Il modello FE adottato incorpora una rappresentazione accurata della reale topografia e della stratigrafia e tiene conto delle precipitazioni e dell'evapotraspirazione registrate sul versante in esame. La Fig. 2 mostra il modello geotecnico adottato per le simulazioni numeriche e coerente con quello proposto da Picarelli et al. (1999).

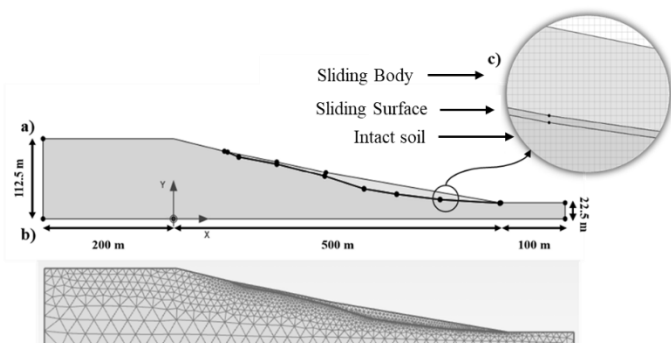


Fig. 2. Modello numerico del versante Miscano: a) modello geometrico e stratigrafico, b) mesh degli elementi finiti, c) close-up che mostra lo strato di spessore pari 1 m implementato per la simulazione della banda di taglio.

In dettaglio, la banda di taglio è rappresentata da uno strato di spessore di 1 m le cui caratteristiche meccaniche in genere risultano ridotte rispetto al materiale circostante per via del decadimento della resistenza e della rigidità indotto dal movimento del corpo di frana. In Tabella 1 sono riportati i parametri fisico-meccanici implementati nel modello MC. È opportuno sottolineare che i valori di c' , ϕ' e del modulo di Young, E , sono stati ottenuti attraverso una procedura iterativa.

Al primo passo di calcolo i valori di c' e ϕ' sono stati selezionati sulla base dei dati proposti da Picarelli et al. (1999) e riportati nel paragrafo 2; invece, sulla base di esperienze su materiali simili alle argille scagliose fessurate che caratterizzano il sito in esame (Pellegrino et al., 1985), il valore di E è stato assunto pari a 23'000 kPa per la banda di taglio e il corpo di frana e pari a 25'000 kPa per il materiale intatto. In seguito, i valori di c' , ϕ' ed E , brevemente denominati p_a , sono stati ridotti in maniera iterativa nel rispetto della condizione $p_{a\text{banda_di_taglio}} < p_{a\text{corpo_di_frana}} < p_{a\text{materiale_intatto}}$. Ad ogni passo dell'iterazione sono stati calcolati gli spostamenti cumulati a circa metà anno e a fine anno e sono stati confrontati con le misure in sito disponibili relative all'anno 1993. Quindi, i valori riportati in Tabella 1 sono quelli che hanno permesso di ottenere l'errore minimo. È risultato che i valori di c' e ϕ' per il materiale intatto e il corpo di frana sono prossimi al limite superiore indicato da Picarelli et al. (1999) invece per la banda di taglio il valore di ϕ' è pari al limite inferiore dello stesso intervallo. Invece, il valore di c' è risultato minore rispetto al limite inferiore indicato da Picarelli et al. (1999) ma maggiore di 0 per garantire la convergenza numerica delle simulazioni. Per quanto riguarda i parametri assunti per il modello HSsmall per la prima iterazione della procedura sopra descritta, il valore del modulo di rigidità a taglio alle piccole deformazioni, G_0 , è stato determinato sulla base dell'equazione $G_0 = \rho \cdot V_S^2$ dove ρ è la densità di massa e V_S è la velocità di propagazione delle onde di taglio, quest'ultima determinata pari a 300 m/s tramite la mappa di Forte et al. (2019). Inoltre, il valore della deformazione di taglio $\gamma_{0.7}$ per la quale il modulo secante, $G_{S\text{ref}}$, risulta pari a $0.722 \cdot G_{0\text{ref}}$, è stato determinato in maniera tale da riprodurre al meglio le curve proposte da Vucetic & Dobry (1991) per l'indice di plasticità, PI, pari al 40% (Picarelli et al., 1999). La rigidità secante in prove triassiali standard drenate riferita alla pressione p_{ref} , E_{50}^{ref} , è stata determinata attraverso l'equazione $E_{50}^{\text{ref}} = (0.06 \sim 0.26) \cdot E_0^{\text{ref}}$ (Mayne, 2006) essendo E_0^{ref} , il modulo di Young alle piccole deformazioni, ottenuto tramite l'equazione $E_0^{\text{ref}} = 2 \cdot (1 + \nu) \cdot G_0$ dove ν è il coefficiente di Poisson posto pari a 0.2. Inoltre, la rigidità tangente per primo carico edometrico riferita alla pressione p_{ref} , $E_{\text{oad}}^{\text{ref}}$, è stata assunta pari a $0.7 \cdot E_{50}^{\text{ref}}$; invece, la rigidità di scarico/ricarico in prova triassiale standard drenata relativa alla pressione p_{ref} , $E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$, è stata assunta pari a $3 \cdot E_{50}^{\text{ref}}$. Il parametro m è stato posto pari a 0.5; tale parametro permette di modulare la variazione di G_0 in funzione dello stato tensionale efficace. I valori dei parametri del modello HSsmall ottenuti al termine della procedura iterativa sono riportati in Tabella 2.

Per ogni simulazione numerica sono state adottate due fasi di calcolo: la prima fase è di tipo *gravity loading* e permette di ottenere la condizione litostatica iniziale mentre la seconda fase è di tipo *fully*

coupled flow-deformation e permette di simulare sia la variazione dello stato tenso-deformativo che dipende dal modello costitutivo del terreno sia la variazione della pressione interstiziale indotta dalla condizione idraulica al piano campagna (i.e., $\Delta_{\text{discharge}}$) che rappresenta la pioggia netta giornaliera. Quest'ultima è pari alla differenza $P - ET_0$, dove P è la pioggia giornaliera e ET_0 è l'evapotraspirazione.

Parametro	Banda di taglio	Corpo di frana	Terreno intatto
E [kPa]	18000	18000	20000
ν [-]	0.3	0.3	0.4
c [kPa]	4	4	5
ϕ' [°]	18	21	25
ψ' [°]	0	0	0
γ [kN/m ³]	19	19	20
k_x [m/day]	0.03	0.03	0.03
k_y [m/day]	0.03	0.03	0.03

Tabella 1. Parametri fisico-meccanici relativi al modello MC.

Parametro	Banda di taglio	Corpo di frana	Terreno intatto
E_{50}^{ref} [kPa]	16250	19500	35000
$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ [kPa]	11250	13500	20000
$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ [kPa]	48750	58000	105000
$\gamma_{0.7}$ [-]	$8E^{-5}$	$5E^{-4}$	$5E^{-4}$
G_0^{ref} [kPa]	50000	60000	100000
ν [-]	0.2	0.2	0.2
OCR [-]	5	5	5

Tabella 2. Parametri fisico-meccanici relativi al modello HSsmall. I valori di c , ϕ , γ , k_x e k_y sono quelli riportati in Tabella 1.

I valori giornalieri di pioggia sono quelli relativi ad una stazione pluviometrica installata sul versante in esame. Invece, il valore dell'evapotraspirazione giornaliera media per ogni mese, ET_0 , è stato calcolato con il metodo Penman-Monteith (Allen et al., 1998) in funzione dei dati relativi alla stazione climatologica denominata NAPOLI (Altitudine 110 m, Latitudine 40.88° N, Longitudine 14.28° E) disponibile nel database CLIMWAT (<https://www.fao.org/land-water/databases-and-software/clinwat-for-cropwat/en/>). Con riferimento all'anno 1993, l'andamento della pioggia netta, $\Delta_{\text{discharge}}$, applicata al modello numerico è mostrato in Fig. 3a. Con riferimento alla fase iniziale, sono stati impediti gli spostamenti orizzontali lungo i bordi verticali del modello e gli spostamenti verticali lungo la base. Inoltre, la condizione *open* è stata impostata per tutti i bordi del modello durante la seconda fase. Questa condizione permette il flusso di acqua in entrata e in uscita dal bordo al di sopra della posizione della superficie di falda assegnata nella prima fase, invece, assume che l'altezza piezometrica coincida con la posizione della superficie di falda assegnata nella prima fase per la porzione del bordo al disotto della posizione iniziale della superficie di falda.

4. Risultati

La Fig. 3a mostra il confronto tra la previsione numerica delle pressioni interstiziali nel tempo e le misure in sito con riferimento ad una cella piezometrica posta a 2.79 m di profondità. È possibile osservare una diretta correlazione tra tale andamento e quello del flusso al piano campagna. Dal giorno 0 al giorno 225 si osserva una riduzione della pressione da circa 23 kPa a circa 10 kPa seguita da un incremento sino a circa 27 kPa. In particolare, nell'intervallo di giorni 250-270 si osserva un valore costante della pressione con falda al piano campagna e *run-off* (i.e., $\Delta_{\text{discharge}} = 0$ anche se in input $\Delta_{\text{discharge}} > 0$). Inoltre, tramite la simulazione numerica è possibile apprezzare il valore delle pressioni neutre giornaliere rispetto a quanto osservabile tramite le misure discrete in sito relative a 4 giorni su circa 300 simulati numericamente. La Fig. 3b mostra il confronto tra i risultati numerici e i dati di sito in termini di spostamenti orizzontali cumulati al piano campagna, u_x , in corrispondenza della verticale I3 indicata in Fig. 1. È interessante osservare che l'andamento degli spostamenti nel tempo ottenuto

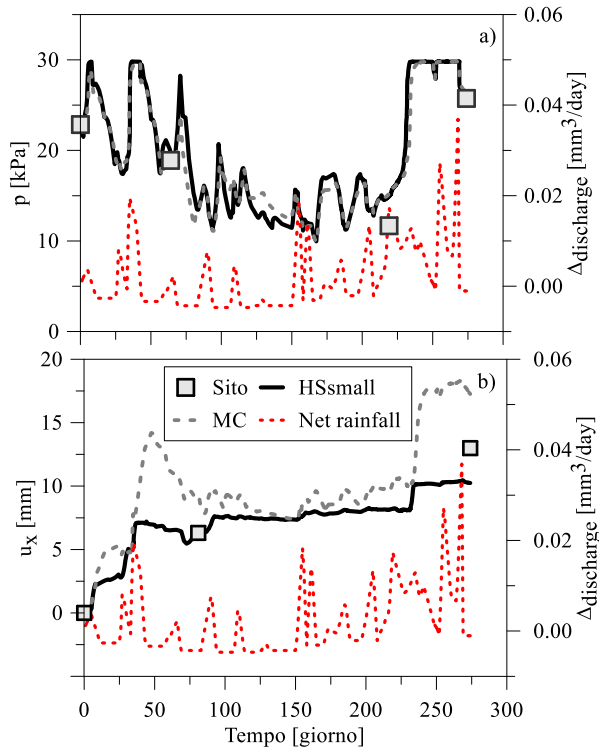


Fig. 3. Con riferimento alla verticale I3 di Fig. 1, confronto tra dati di sito e risultati numerici in termini di: a) pressioni interstiziali alla profondità di 2.79 m dal piano campagna e b) spostamenti orizzontali cumulati al piano campagna. In figura è riportata anche la pioggia netta giornaliera ($\Delta_{discharge}$).

In Fig. 4 è mostrato il confronto tra u_{x_FE} , ottenuti tramite l'analisi numerica, e le misure in sito disponibili, u_{x_sito} , e sono indicati i valori dell'errore $\epsilon = (u_{x_FE} - u_{x_sito}) / u_{x_sito}$; con riferimento a tale figura è possibile osservare che la previsione ottenuta adottando il modello HSsmall permette di avere una stima più accurata dei dati di sito con una sottostima al più pari a circa il 21%. Invece, la previsione ottenuta adottando il modello MC comporta una sovrastima dei dati di sito nell'intervallo 32-46%.

5. Conclusioni

La modellazione idro-meccanica di un versante del bacino del torrente Miscano (BN) è stata eseguita utilizzando il codice di calcolo agli elementi finiti PLAXIS 2D e adottando due leggi costitutive per il terreno: il modello lineare elasto-plastico (Mohr-Coulomb, MC) e il modello *Hardening Soil with small strain stiffness* (HSsmall). Entrambi i modelli sono stati calibrati riducendo al minimo la differenza tra i dati di monitoraggio in sito in termini di pressioni interstiziali, p , e di spostamenti orizzontali cumulati al piano campagna, u_x , e i valori calcolati. La previsione numerica delle pressioni neutre è stata soddisfacente, indipendentemente dal modello costitutivo adottato. Tuttavia, per rendere il modello più realistico sarebbe opportuno implementare eventuali eterogeneità verticali e laterali nella distribuzione della permeabilità. Invece, la previsione di u_x risulta significativamente condizionata dalla

tramite le simulazioni numeriche basate sul modello HSsmall, $u_{x_HSsmall}$, risulta essere più realistico rispetto a quello basato sul modello MC, u_{x_MC} . Infatti, l'andamento di u_{x_MC} presenta una serie di picchi direttamente correlati all'andamento di $\Delta_{discharge}$, invece $u_{x_HSsmall}$ mostra un andamento a gradini. In particolare, u_{x_MC} mostra un andamento decrescente dal giorno 58 al giorno 75 che risulta irrealistico. È opportuno osservare che questa diversa risposta dei modelli numerici è dovuta alla formulazione dei due modelli costitutivi; il modello MC è un modello elastico lineare perfettamente plastico invece HSsmall è un modello elastico non lineare ad incrudimento isotropo. Quindi, l'andamento a gradini ottenuto con il modello HSsmall è dovuto al graduale accumulo di deformazioni plastiche e alla risposta elastica non lineare grazie alla quale ad ogni inversione di carico il materiale mostra una risposta più rigida che riduce l'andamento decrescente di $u_{x_HSsmall}$ rispetto a u_{x_MC} in presenza di un periodo per il quale prevale l'evapotraspirazione ($\Delta_{discharge} < 0$).

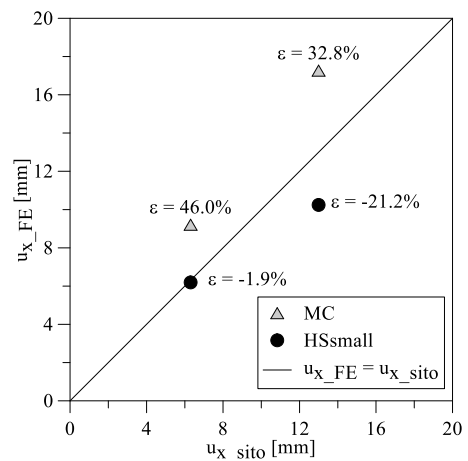


Fig. 4. Scatter-plot dei risultati numerici confrontati con le misure in sito dello spostamento orizzontale cumulato al piano campagna per la verticale I3 di Fig. 1.

formulazione del modello costitutivo. È stato osservato che la previsione ottenuta adottando il modello HSsmall consente una stima più accurata dei dati di sito con una sottostima al più pari a circa il 21%. Invece, la previsione ottenuta adottando il modello MC comporta una sovrastima dei dati di sito nell'intervallo del 32-46%. Inoltre, l'andamento di u_x nel tempo ottenuto tramite le simulazioni numeriche basate sul modello HSsmall risulta essere più realistico rispetto a quello basato sul modello MC. In futuro i due modelli costitutivi saranno validati utilizzando dati di sito registrati durante gli anni successivi al 1993. Inoltre, saranno adottati per eseguire analisi numeriche di risposta sismica locale al fine di valutare gli effetti di sito in funzione delle diverse condizioni di stabilità del versante che si possono avere durante l'anno.

Ringraziamenti

Lo studio pubblicato è stato finanziato dall'Unione Europea - Next Generation EU, nell'ambito del progetto GRINS - Growing Resilient, INclusive and Sustainable (GRINS PE00000018 – CUP E63C22002140007). Le opinioni espresse sono esclusivamente quelle degli autori e non riflettono necessariamente quelle dell'Unione Europea, né l'Unione Europea può essere ritenuta responsabile per esse.

Bibliografia

- Allen, R. G., et al. (1998). Crop evapo-transpiration (guidelines for computing crop water requirements).
- Benz, T. (2006). Small-Strain Stiffness of Soils and its numerical consequences.
- Benz, T., et al. (2009). A small-strain overlay model. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 33(1), 25–44. <https://doi.org/10.1002/nag.701>.
- Brinkgreve, R. B. J., et al. (2022). PLAXIS 2D CONNECT Edition V22 Update 1.
- Cotecchia, F., et al. (2015). Slope instability processes in intensely fissured clays: case histories in the Southern Apennines. *Landslides*, 12(5), 877–893. [10.1007/s10346-014-0516-7](https://doi.org/10.1007/s10346-014-0516-7).
- Elia, G., et al. (2017). Numerical modelling of slope-vegetation-atmosphere interaction: An overview. *Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology*, 50(3), 249–270. <https://doi.org/10.1144/qjgeh2016-079>.
- Elia, G., et al. (2020). Analysis of the Effects of Seasonal Pore Pressure Variations on the Slope Stability Through Advanced Numerical Modelling. *Lecture Notes in Civil Engineering* (Vol. 40, pp. 184–194). Springer. [10.1007/978-3-030-21359-6_20](https://doi.org/10.1007/978-3-030-21359-6_20).
- Forte, G., et al. (2019). Seismic soil classification of Italy based on surface geology and shear-wave velocity measurements. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 122, 79–93. [10.1016/j.soildyn.2019.04.002](https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2019.04.002).
- Mayne, P. W. (2006). In-Situ Test Calibrations for Evaluating Soil Parameters. Characterisation and Engineering Properties of Natural Soils, 3–4, 1601–1652. [10.1201/NOE0415426916.CH2](https://doi.org/10.1201/NOE0415426916.CH2)
- Pedone, G., et al. (2021). Coupled hydro-mechanical modelling of soil-vegetation-atmosphere interaction in natural clay slopes. *Canadian Geotechnical Journal*. [10.1139/CGJ-2020-0479](https://doi.org/10.1139/CGJ-2020-0479).
- Pellegrino, A., et al. (1985). Geotechnical properties and slope stability in structurally complex clay soils. *Geotechnical Engineering in Italy. An Overview. ISSMFE Golden Jubilee.*, 195–214.
- Picarelli, L., et al. (1999). Controlli su di un pendio instabile attraversato da un metanodotto. XX Convegno Nazionale di Geotecnica: Sviluppo nell'esecuzione e nell'impiego delle indagini geotecniche, 555–562.
- Pirone, M., & Urciuoli, G. (2016). Cyclical suction characteristics in unsaturated slopes. *Volcanic Rocks and Soils. Proceedings of the International Workshop on Volcanic Rocks and Soils*, 183–184.
- Rouainia, M., & Wood, D. M. (2015). A kinematic hardening constitutive model for natural clays with loss of structure. *Geotechnique*. 50(2), 153–164. [10.1680/GEOT.2000.50.2.153](https://doi.org/10.1680/GEOT.2000.50.2.153)
- Schanz, T., et al. (1999). The hardening soil model: Formulation and verification. *Beyond 2000 in Computational Geotechnics. Ten Years of PLAXIS International. Proceedings of the International Symposium, Amsterdam, March 1999.*, 281–296. [10.1201/9781315138206-27](https://doi.org/10.1201/9781315138206-27).
- Urciuoli, G. (2002). Strains Preceding Failure in Infinite Slopes. *International Journal of Geomechanics*, 2(1), 93–112. [10.1061/\(asce\)1532-3641\(2002\)2:1\(93\)](https://doi.org/10.1061/(asce)1532-3641(2002)2:1(93)).
- Urciuoli, G., et al. (2016). Long-term investigations on the pore pressure regime in saturated and unsaturated sloping soils. *Engineering Geology*, 212, 98–119. [10.1016/j.enggeo.2016.07.018](https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2016.07.018).
- Vucetic, M., & Dobry, R. (1991). Effect of Soil Plasticity on Cyclic Response. *Journal of Geotechnical Engineering*, 117(1), 89–107. [10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1991\)117:1\(89\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1991)117:1(89)).



VERSO L'APPLICAZIONE DEL RELIABILITY BASED DESIGN A BARRIERE PARAMASSI IBRIDE E ATTENUATORI: UN FOCUS SULLE AZIONI

Gessica Umili, Battista Taboni, Anna Maria Ferrero

Università di Torino

gessica.umili@unito.it, battista.taboni@unito.it, anna.ferrero@unito.it

Maria Migliazza

Politecnico di Torino

maria.migliazza@polito.it

Sommario

L'approccio progettuale convenzionale per le strutture geotecniche presentato nell'Eurocodice 7 (EC7) mostra limitazioni nell'ambito delle opere di protezione dalla caduta massi. Per superare queste limitazioni, si propone l'applicazione del Reliability Based Design (RBD), che descrive la relazione tra la resistenza del sistema di protezione e le azioni cui è soggetto. L'approccio RBD è completamente probabilistico: ciascun parametro è descritto da una Funzione di Densità di Probabilità (PDF). Considerando l'applicazione dell'approccio RBD a barriere ibride e attenuatori, questo articolo si concentrerà sulla descrizione delle azioni indotte su di essi dall'impatto di un blocco di roccia. Per descrivere l'azione prodotta dall'evento di caduta massi sono utilizzati due parametri principali: l'Energia Cinetica Totale (E_k) e la posizione dell'impatto sulla struttura. Questo lavoro mostra come, impiegando un approccio statistico robusto e un elevato numero di simulazioni numeriche, sia possibile definire le Funzioni di Distribuzione Cumulativa (CDF) di tali parametri. Successivamente, utilizzando test statistici appropriati, è possibile identificare le PDF più adatte e applicare quindi l'approccio progettuale RBD.

1. Introduzione

L'approccio di progettazione standard per le strutture difensive contro i fenomeni di caduta massi segue i precetti dell'Eurocodice 7 (EC7) (2020), che nel caso generale della progettazione delle strutture geotecniche si basa sull'approccio agli Stati Limite. Questo metodo, pur essendo relativamente semplice da applicare, manifesta limiti significativi nel trattare problemi geotecnici non standard, come i fenomeni di instabilità in roccia, perché il metodo non tiene conto direttamente dei principali parametri e descrittori del fenomeno reale. Questo è particolarmente vero dal punto di vista delle opere di protezione di più recente concezione, quali barriere ibride e attenuatori, dove il processo dinamico di rallentamento o arresto di un blocco di roccia in caduta è significativamente più complesso in termini di approccio progettuale rispetto al caso di una barriera flessibile tradizionale. Infatti, nel caso di tali nuove strutture, la rete non cattura il blocco, ma lo guida verso il suolo rallentandolo poiché la cosiddetta coda della rete, ossia la parte inferiore del pannello, non è vincolata a terra: uno smorzatore non fermerà il blocco; una barriera ibrida indirizzerà il blocco verso una zona di raccolta dove esso si fermerà. Una rappresentazione schematica di queste nuove strutture difensive è visibile nella Figura 1. In realtà, l'approccio di progettazione tradizionale per opere difensive contro la caduta massi, sia passive che attive, è imperniato su un parametro principale: l'Energia Cinetica Totale (E_k) del blocco in caduta valutata presso una determinata posizione lungo il pendio; questo è il motivo per cui viene comunemente definito come approccio energetico. E_k detta direttamente, ad esempio, la scelta del tipo di opera di protezione, nel caso di strutture passive, poiché diverse strutture o kit possono assorbire impatti solo entro specifici intervalli di energia. E_k è una funzione della velocità (v) e della massa (m) del blocco in

caduta; m , a sua volta, è una funzione del suo volume (V) e densità (ρ).

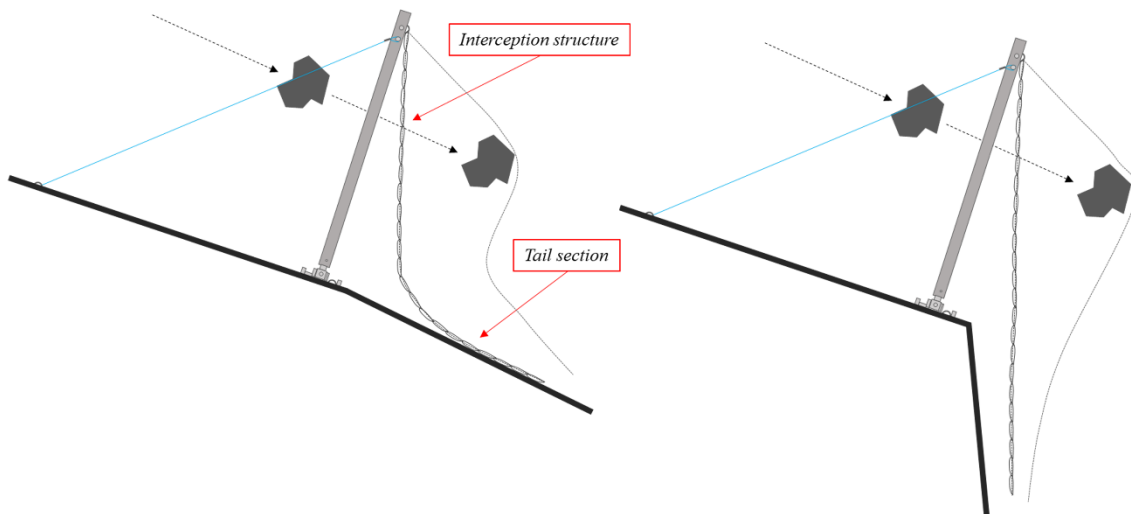


Fig 1. Rappresentazione schematica di reti ibride e attenuatori.

Pertanto, s'intende che E_k , anche se caratteristica importante del processo di caduta massi, non è una variabile che può essere misurata o valutata: deve essere quantificata attraverso calcoli e, per estensione, simulazioni numeriche. La condizione iniziale effettiva è la scelta del blocco di progetto: ovvero, il valore V impiegato nei calcoli, e quindi, di conseguenza, la massa m del blocco in caduta.

Dato che il volume distaccabile da un ammasso roccioso è funzione delle proprietà geometriche dell'ammasso stesso (cioè, la spaziatura e l'orientazione delle discontinuità), e considerando la variabilità naturale di tali proprietà negli ammassi rocciosi, ne consegue che anche V mostrerà un grado significativo di variabilità; di conseguenza, un singolo valore deterministico di V non è intrinsecamente sufficiente per descrivere pienamente il problema. È stato dimostrato che è possibile descrivere la dimensione dei blocchi in termini di Distribuzione Cumulativa dei Frequenza (CDF), che in questo caso è specificamente chiamata Distribuzione delle Dimensioni dei Blocchi In-situ (In-situ Block Size Distribution, IBSD) (Umili et al., 2020). La letteratura mostra anche come tale strumento potrebbe essere utilizzato per giustificare quantitativamente la scelta di un valore di progetto (Umili et al., 2023; Taboni et al., 2023), o direttamente impiegato come input per le simulazioni numeriche (Taboni et al., 2023). Nel primo caso, l'approccio IBSD può essere pienamente implementato all'interno del quadro metodologico dell'approccio progettuale tradizionale basato sull'energia, mentre nel secondo caso la descrizione probabilistica del parametro viene trasferita all'output dei calcoli: ovvero, E_k . In questo documento, ci concentreremo solo su questo specifico caso.

Poiché V è stato descritto utilizzando una CDF (la specifica IBSD del sito), lo è anche E_k : questo pone un problema, poiché l'approccio progettuale standard non può tenere conto delle descrizioni probabilistiche dei parametri. Ciò significa che, per poter utilizzare l'approccio tradizionale, alla fine andrà comunque scelto un singolo valore deterministico di E_k . Fortunatamente, l'EC7 consente l'uso di approcci progettuali non standard: tra questi, il più interessante è l'approccio definito Reliability Based Design (RBD) (Low & Tang, 1997; Low, 2007; Low, 2021), che impiega distribuzioni probabilistiche di azione e resistenza per quantificare, attraverso un indice appositamente definito, la probabilità di rottura della struttura protettiva. Il principale problema nell'utilizzare tale approccio risiede nel fatto che gli input devono essere descritti in termini di PDF e non di CDF.

Va anche menzionato che E_k non è l'unico parametro che deve essere considerato: nel caso generale, l'altezza dei rimbalzi (B) lungo il pendio deve essere quantificata per progettare correttamente le strutture passive, poiché B è il parametro che esprime dove il blocco colpirà la struttura. Utilizzando un ampio set di simulazioni numeriche, è possibile costruire una CDF per B (Taboni et al., 2023).

L'obiettivo di questo studio è fornire un metodo affidabile, ripetibile e rigoroso per derivare le PDF degli input una volta note le distribuzioni di frequenza delle azioni. La parte complementare sulla resistenza di un kit di protezione dalla caduta massi, in particolare nel caso di nuovi prodotti come barriere ibride o attenuatori, è il tema principale di un articolo di Carriero et al. negli Atti di questo convegno.

2. Metodologia

Per semplicità, in questo studio introdurremo una versione semplificata del problema della caduta massi, descrivendo una parete rocciosa perfettamente verticale, dove lo spostamento orizzontale dei blocchi in caduta è minimo e trascurabile: pertanto, un approccio analitico è adatto a descrivere il problema e non è necessaria una descrizione probabilistica delle posizioni, poiché tutte sono considerate equiprobabili. In questo caso, è possibile calcolare l'energia cinetica massima (E_k) come il valore dell'energia potenziale (E_p) valutata in una posizione specifica (H) in cui un volume di blocco (V) potrebbe staccarsi dalla parete rocciosa:

$$E_k = \rho \cdot V \cdot g \cdot H \quad (1)$$

Poiché la parete rocciosa stessa è verticale, la distribuzione risultante dell'energia cinetica (E_k) è lineare per un volume del blocco V costante. Utilizzando nel calcolo l'IBSD specifica del sito, che corrisponde alla funzione di distribuzione cumulativa (CDF) di V , s'introduce una descrizione realmente probabilistica del problema. La CDF(V) può essere ottenuta seguendo la sua definizione (Umili et al., 2023):

$$CDF(V) = \frac{CDF(S_1) \cdot CDF(S_2) \cdot CDF(S_3)}{q} \quad (2)$$

dove S_1 , S_2 e S_3 sono le spaziature delle tre famiglie di discontinuità che formano il blocco e q è un fattore adimensionale che dipende dagli angoli tra le famiglie (Umili et al., 2024). In questo modo, possiamo costruire la CDF di E_k relativa a una specifica posizione di distacco H_i come:

$$CDF(E_k)_i = \rho \cdot CDF(V) \cdot g \cdot H_i \quad (3)$$

e ripetere questa operazione per ogni H_i tra la posizione più bassa e quella più alta dell'area sorgente della caduta massi. Un possibile metodo per mappare i settori potenzialmente instabili di un ammasso roccioso è proposto in Taboni et al. (2022). Vale la pena menzionare che al di fuori di questo esempio semplificato, è possibile derivare la CDF(E_k) e la CDF(H) per qualsiasi geometria del pendio e della parete rocciosa con gli strumenti attualmente a nostra disposizione: un metodo dettagliato e uno studio di caso reale sono forniti in Taboni et al. (2023). Poiché la CDF(V) è costruita partendo da una simulazione Montecarlo, lo stesso campione di valori di V può essere utilizzato per calcolare E_k considerando diversi valori di H . Dai campioni ottenuti di E_k è possibile costruire PDF(E_k) discrete, cioè istogrammi di frequenza, e le corrispondenti CDF(E_k). È anche possibile identificare un tipo di distribuzione (ad esempio, Lognormale, Gamma, ecc.) e stimare i parametri della PDF(E_k) che meglio si adatta. Una volta nota la PDF(E_k) che meglio si adatta, è possibile applicare l'approccio RBD: la parte computazionale del metodo risulta semplice utilizzando il foglio di calcolo liberamente accessibile e fornito da Low et al. (Low & Tang, 1997; Low, 2021), espressamente creato per rendere accessibile l'approccio RBD.

3. Esempi e discussione

La metodologia proposta è stata applicata a uno caso studio situato a Bellino (Alta Valle Varaita, CN). Il ripido versante, comprendente un grande picco roccioso isolato (Rocca Senghi), sopra un piccolo gruppo di vecchi edifici chiamato Grangia Cruset, è stato oggetto di una campagna di rilievi riportata in dettaglio in Taboni et al. (2023).

L'IBSD (Figura 2) è stata costruita inserendo nell'Eq. 2 le distribuzioni delle spaziatore riportate nella Tabella 1, considerando solo una parte del database delle spaziatore utilizzato in Taboni et al. (2023), e un valore di q pari a 0.897. Attraverso una simulazione Montecarlo è stato creato un campione di 1000 valori di spaziatore per ciascuna delle tre PDF(S_i) e, di conseguenza, è stato ottenuto un campione di 1000 valori di volume con l'Eq. 2.

Tabella 1. Distribuzioni di spaziatore utilizzate per costruire la IBSD.

K1 (78/182)			K2 (84/095)			K3 (39/343)		
PDF(S_1)	μ_1	σ_1	PDF(S_2)	μ_2	σ_2	PDF(S_3)	μ_3	σ_3
	[m]	[m]		[m]	[m]		[m]	[m]
Gamma	2.06	0.59	Gamma	2.10	0.48	Gamma	2.55	0.53

Le CDF(E_k) sono state poi calcolate attraverso l'Eq. 3 considerando sei valori di elevazione H_i : 1, 10, 20, 30, 40 e 50 m (Figura 3). Successivamente, è stata ritenuta più adatta una distribuzione lognormale per descrivere la forma asimmetrica e con coda a destra ottenuta. I parametri delle PDF adattate sono riportati nella Tabella 2. Il confronto tra le PDF(E_k) ottenute dai campioni Montecarlo e le corrispondenti PDF adattate è mostrato nella Figura 4. Data la bontà dell'adattamento effettuato, è possibile considerare i valori di $\mu_{\text{lognormale}}$ e $\sigma_{\text{lognormale}}$ (Tabella 3) come descrittori adeguati delle PDF. Pertanto, possono essere assunti come valori ragionevoli per il calcolo RBD: i calcoli e i risultati sono riportati in Figura 5 e Tabella 3.

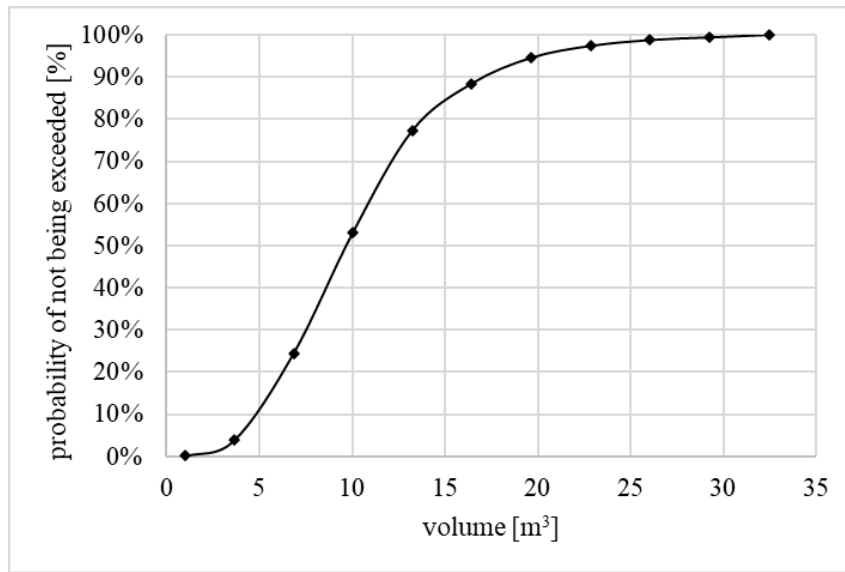


Figura 2. IBSD ottenuta per il caso studio.

Tabella 2. Parametri della PDF(E_k).

H [m]	1	10	20	30	40	50
μ [kJ]	331	3305	6610	9915	13220	16525
σ [kJ]	136	1362	2725	4087	5450	6812
$\mu_{\text{lognormale}}$ [kJ]	5.72	8.02	8.71	9.12	9.41	9.63
$\sigma_{\text{lognormale}}$ [kJ]	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4

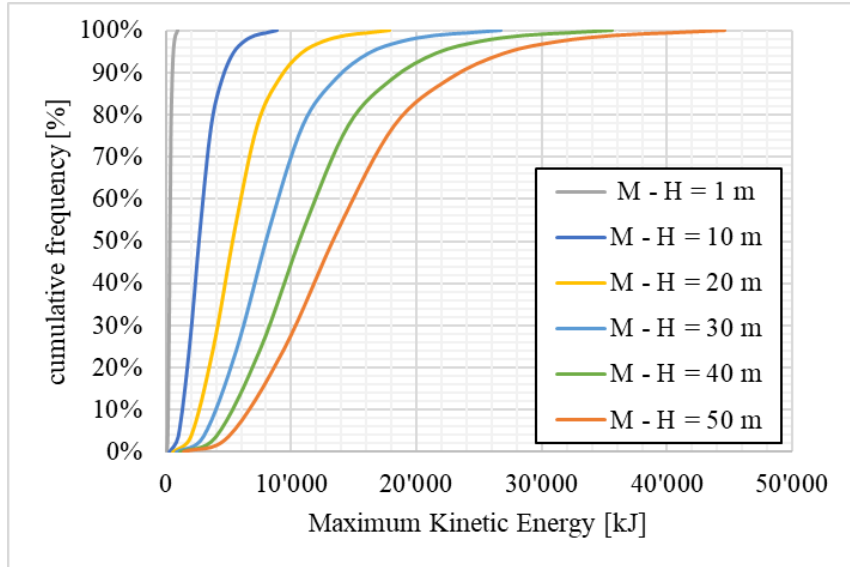


Figura 3. CDF(E_k) calcolate attraverso la simulazione Montecarlo per le diverse altezze H .

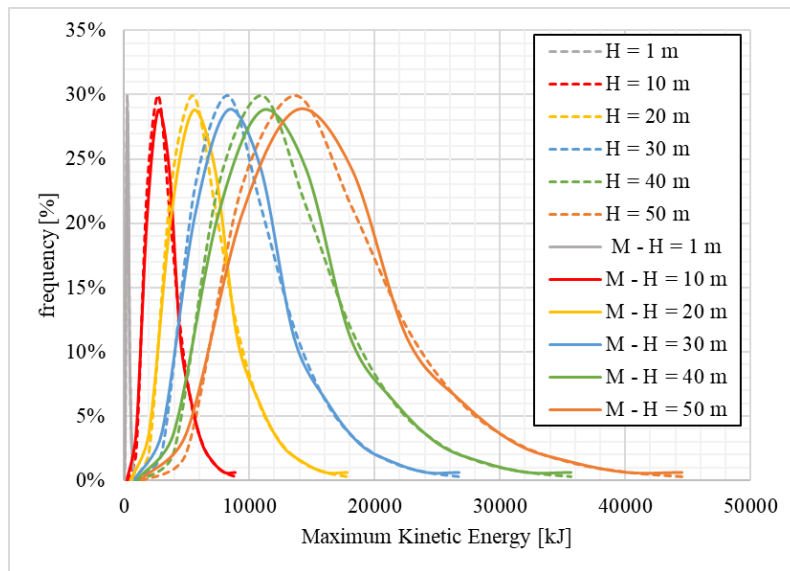


Figura 4. PDF(E_k) ottenute dai campioni prodotti dalla simulazione Montecarlo (line continue) e corrispondenti PDF Lognormali (line tratteggiate) per ognuna delle diverse altezze H .

Distr. Name		x^*	μ	σ	n	Correlation matrix R	
Lognormal	Q_h	5006.16	6610.03	2725.00	-0.503	1	0
Lognormal	G_v	5006.16	5000	200	0.051	0	1
						M_R^*	M_o^*
						5006.16	5006.16
$g(x)$		β	$\sqrt{\mathbf{n}^T \mathbf{R}^{-1} \mathbf{n}}$		ProbFail		
0.00		0.506			30.64%		
$M_R - M_o$							

Figura 5. Estratto del foglio di calcolo di Low per il caso con altezza $H = 20$ m.

Tabella 3. Probabilità di rottura dell'opera di protezione calcolata per le diverse altezze H .

H [m]	1	10	20	30	40	50
p_r [-]	1.005E-12	0.108	0.306	0.936	0.988	0.998

Conclusioni

Questo lavoro di ricerca introduce un metodo semplice, affidabile e rigoroso per la progettazione delle barriere paramassi in modo completamente probabilistico. Il principale parametro di progettazione (E_k) è descritto come una CDF, da cui si identifica la corrispondente PDF impiegando simulazioni Montecarlo e adattando adeguate distribuzioni di probabilità. La PDF viene poi utilizzata come input in nell'approccio RBD per introdurre correttamente gli effetti del fenomeno di caduta massi in termini di azioni esercitate sulla struttura. Infine, con il foglio di calcolo liberamente accessibile fornito da Low (2021), e assumendo una distribuzione di resistenza semplice ma realistica, viene presentato lo sviluppo dei risultati dell'approccio RBD. La metodologia qui presentata è semplificata solo negli aspetti riguardanti il calcolo di E_k : va notato, comunque, che esistono in letteratura metodi per valutare correttamente la CDF(E_k): un esempio reale è fornito in Taboni et al. (2023), basato sull'integrazione di simulazioni numeriche di caduta massi 2D e 3D. Dato il livello significativamente più elevato di complessità del processo di progettazione di nuove strutture di protezione come le barriere ibride e gli attenuatori, il ricorso all'approccio progettuale convenzionale basato sull'energia è messo in discussione dalla difficoltà di valutare con mezzi tradizionali l'efficacia di tali nuove strutture. Un approccio RBD, consentito dall'EC 7 in vigore, potrebbe fornire un'ottima alternativa.

Ringraziamenti

Le attività di ricerca sono parte del progetto Perseidi finanziato con il contributo della Provincia Autonoma di Trento, L.P. 6/99 - Legge provinciale sugli incentivi alle imprese, art. 5 (CUP C39J21046780001).

Bibliografia

- AMTT2.0. Freely available at <https://github.com/gessicaumili/AMTT2.0/tree/main>
- Taboni B., Tagliaferri I.D., Umili G. (2022). A Tool for Performing Automatic Kinematic Analysis on Rock Out-crops, *Geosciences*, 12, 435. <https://doi.org/10.3390/geosciences12120435>
- Taboni B., Umili G., Ferrero A.M. (2023). A Design Scenario Approach for Choosing Protection Works against Rockfall Phenomena. *Remote Sensing*, 15, 4453. <https://doi.org/10.3390/rs15184453>
- Eurocode 7 (EC7), *Geotechnical Design – Part 3: Geotechnical Structures*, 2020, prEN 1997-3-Working Document, 296 pp.
- Umili, G., Bonetto, S.M.R., Mosca, P., Vagnon, F., Ferrero, A.M., (2020). In situ block size distribution aimed at the choice of the design block for rockfall barriers design: A case study along gardesana road. *Geosci.* 10(6), 223. <https://doi.org/10.3390/geosciences10060223>
- Umili, G., Taboni, B., Ferrero, A.M. (2023). The influence of uncertainties: a focus on block volume and shape assessment aimed at rockfall analysis. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineer-ing*. 15 [9], 2250-2263. <https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2023.03.016>
- Umili, G., Carriero, M.T., Taboni, B., Migliazza, M.R., Ferrero, A.M. (2024). A New Analytical Solution for Calculating Rock Block Volume. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 57, 3109–3120. doi: 10.1007/s00603-023-03728-y
- Low, B.K.; Tang, W.H. (1997). Efficient reliability evaluation using spreadsheet. *Jurnal of Engineering Mechanics*, 123, pp.: 749-752. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9399(1997)123:7(749)
- Low, B.K. (2007). Reliability analysis of rock slopes involving correlated nonnormals. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 44(6), pp.: 922-935. DOI: 10.1016/J.IJRMMS.2007.02.008
- Low B.K. (2021). *Reliability-Based Design in Soil and Rock Engineering: Enhancing Partial Facctor Design Ap-proaches* (1st ed.), CRC Press. DOI: 10.1201/9781003112297



DEFORMAZIONI E SCORRIMENTI DI FRANE LENTE IN ARGILLE VARICOLORI

Roberto Vassallo, Caterina Di Maio, Vincenzo Caputo
roberto.vassallo@unibas.it, caterina.dimaio@unibas.it, vincenzo.caputo@unibas.it
Università della Basilicata

Gianvito Scaringi
Charles University, Praga
gianvito.scaringi@natur.cuni.cz

Sommario

In questa nota si descrivono sinteticamente le tipologie di deformazione e spostamenti superficiali e profondi evidenziate nel corso di un monitoraggio di lungo termine in estesi e complessi sistemi franosi in argille del substrato dell'Appennino lucano. I profili inclinometrici mostrano che i corpi di frana maggiori sono caratterizzati da scorrimenti basali concentrati in sottili bande, da modeste deformazioni interne al di sotto di 2÷3 m di profondità, e da deformazioni significativamente dannose per gli elementi urbani negli strati più superficiali. Le serie storiche di spostamenti inclinometrici, GPS e DInSAR mostrano che, nella maggior parte del versante, le velocità annue, sia basali che superficiali, sono rimaste pressoché costanti negli ultimi venti anni, in coerenza con la piovosità dello stesso periodo. Alla costanza annuale si contrappongono notevoli variazioni stagionali delle velocità che si verificano in sincronia con le serie storiche di piogge giornaliere cumulate. La correlazione spostamenti-piogge è coerente con le misure piezometriche lungo le bande di scorrimento profonde che rilevano una risposta veloce delle pressioni interstiziali alle piogge, nonostante l'influenza trascurabile di queste ultime all'interno del corpo di frana a partire da pochi metri di profondità. Di fatto, come verificato sperimentalmente, i valori di permeabilità in tali bande, evidentemente connesse con l'atmosfera, risultano molto maggiori di quelli del corpo di frana e della formazione in posto.

1. Introduzione

Il versante indagato si estende per circa 4 km in sinistra idraulica del fiume Basento, a Potenza, elevandosi per circa 330 m dal letto del fiume (a circa 600 m s.l.m.). Si tratta di una zona abbastanza urbanizzata, attraversata dalla maggiore superstrada della regione, dalla linea ferroviaria nazionale, dall'acquedotto che serve la città. L'impianto di potabilizzazione e il serbatoio dell'acquedotto, il principale collettore fognario, edifici pubblici e molte case private sono interessati dai movimenti di frane di diverse tipologie e dimensioni.

Nel versante affiorano le formazioni geologiche delle Argille Varicolori e di Corleto Perticara (Figura 1). La successione litologica delle Argille Varicolori è costituita da un'alternanza di argille scagliose e di marne argillose, subordinatamente da calcari e marne calcaree. Il complesso litologico di Corleto Perticara è costituito da banchi di calcare, marne calcaree e livelli di argilla. Le formazioni sono interessate da importanti sistemi di faglie che hanno fortemente condizionato la struttura del colle e la sua evoluzione morfologica. Intorno alle faglie si sviluppano tre sistemi franosi principali: le Mattine, Costa della Gaveta e Varco d'Izzo. In particolare, il sistema franoso di Costa della Gaveta, omonimo dell'intero versante, si contraddistingue per un grande corpo di colata in fase di scorrimento molto lento e per un'ampia zona di alimentazione in fase di retrogressione, interessata da piccole frane per scorrimento, da colate e anche da crolli di roccia. Gli accumuli dei sistemi franosi interagiscono con il fiume condizionandone l'andamento. Il fiume a sua volta erode il piede delle frane innescando

instabilità locali che minacciano direttamente la linea ferroviaria e le sue opere d'arte. L'intero versante, quasi senza soluzione di continuità, è interessato in superficie da considerevoli deformazioni da taglio per 2-3 m di profondità.

I corpi di frana principali dei tre sistemi franosi si presentano come un miscuglio caotico di materiali diversi: la matrice fine limo-argillosa ingloba frammenti di roccia e lito-relitti della formazione argillosa originaria di dimensioni variabili da frazioni di millimetro fino a grossi blocchi e strati. La frazione argillosa della matrice fine è compresa tra 25% e 50%; la sua composizione mineralogica è variabile: caolinite, illite e minerali espansivi sono presenti in percentuali diverse nel versante. Il terreno è classificabile come argilla inorganica con plasticità da media ad alta. Il grado di saturazione è unitario per profondità maggiori di 2÷3 m; il contenuto medio d'acqua è circa 25% nella zona satura in frana e 15% nella formazione in posto. L'indice di consistenza medio è circa pari a 1 nei corpi di frana e abbastanza maggiore di 1 nella formazione in posto.

Di Maio et al. (2014), Picarelli et al. (2021) e Ghalamzan et al. (2022) hanno mostrato l'influenza dei processi d'interazione chimico-fisici fra scheletro solido e fluido interstiziale sulle attuali caratteristiche fisiche e sul decadimento delle proprietà meccaniche dei terreni che costituiscono il sottosuolo del versante in esame. Questa nota si sofferma su un'analisi del comportamento idromeccanico delle frane del versante negli ultimi venti anni.

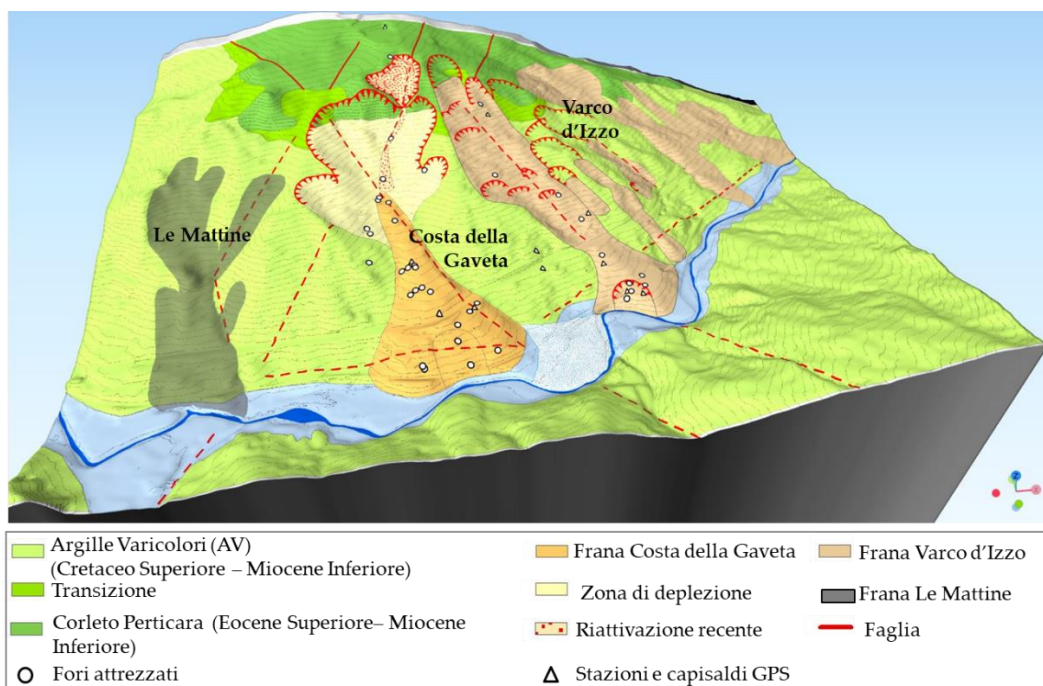


Fig 1. Mappa geologica essenziale del versante di Costa della Gaveta su DTM con ubicazione dei fori di sondaggio

2. Profili inclinometrici, spostamenti GPS e DInSAR

Nel tempo, su commissione di Rete Ferroviaria Italiana, ANAS, Regione Basilicata e ISPRA, oltre che in vari progetti scientifici dell'Università della Basilicata, sono state eseguite numerose campagne di indagine, sono stati installati piezometri, tubi inclinometrici con sonde fisse, stazioni GPS fisse e mobili, celle di pressione totale, tensiometri, sistemi di elettrodi per le ERT da foro. Sono stati inoltre eseguiti ripetuti rilievi LiDaR e analizzati i dati DInSAR. Sono state rilevate con Tecnologia Laser Scanner e monitorate con fessurimetri, GPS e fibre ottiche le principali infrastrutture.

Grazie alle misure inclinometriche e all'elaborazione dei dati geomorfologici, è stato possibile ricostruire l'andamento delle superfici di scorrimento che raggiungono circa 40 m di profondità. I corpi principali dei tre sistemi franosi risultano abbastanza continui: non si notano infatti importanti scarpate o rotture intermedie, tranne che negli accumuli dove si sviluppano frane locali attivate dal fiume Basento o da interventi antropici.

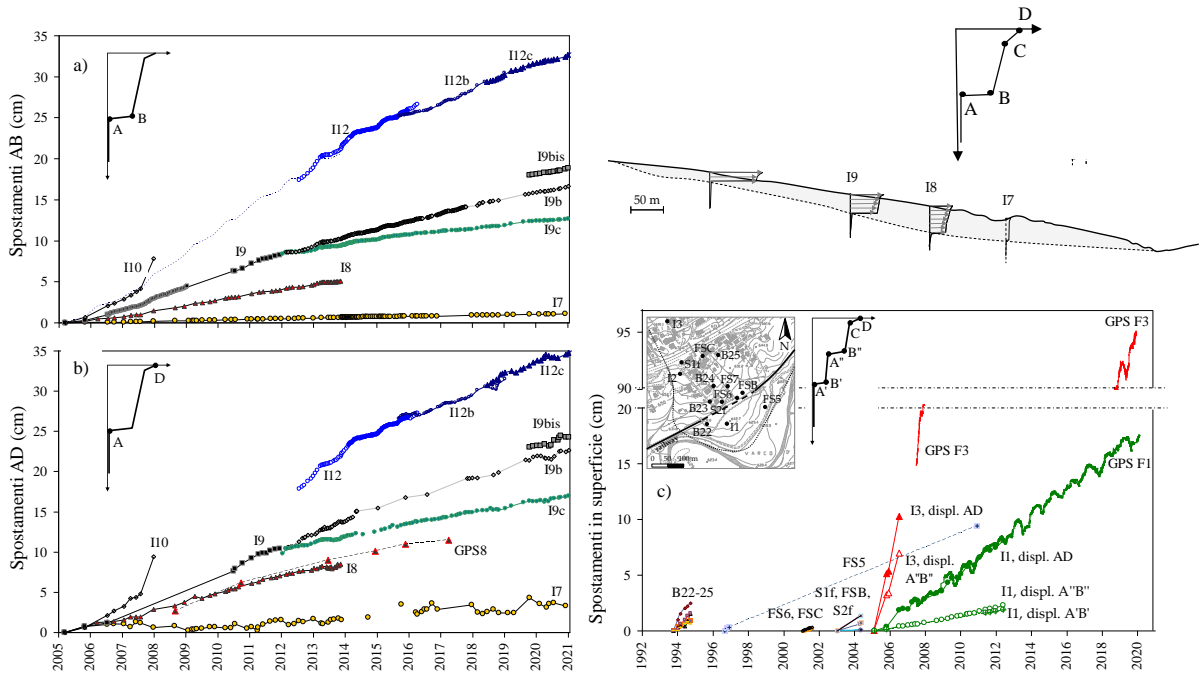


Fig 2. Spostamenti inclinometrici basali AB (a), cumulati in superficie AD (b), cumulati in superficie AD e derivanti da misure GPS (c) (Vassallo et al. 2021)

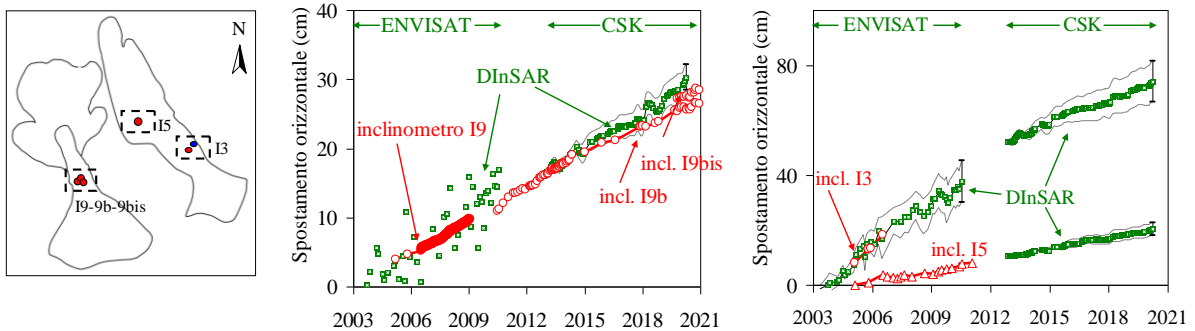


Fig 3. Andamenti degli spostamenti da dati DInSAR e inclinometrici (Vassallo et al. 2021)

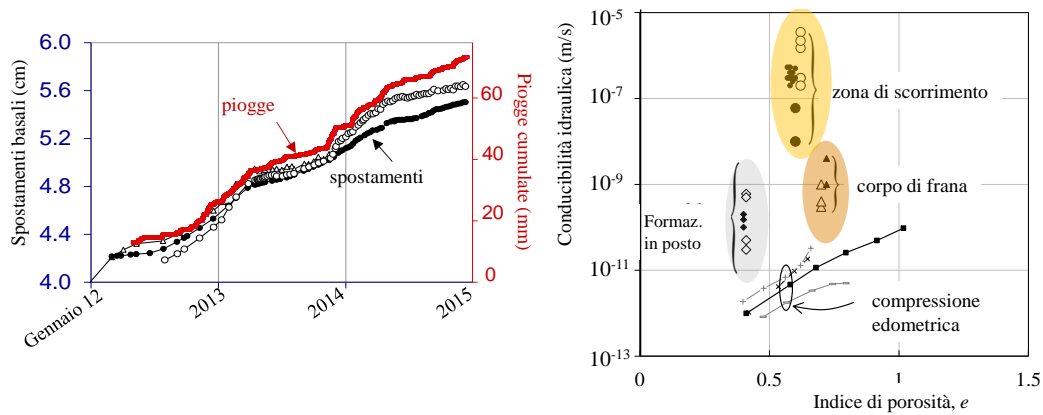


Fig 4. Spostamenti basali e piogge cumulate; conducibilità idraulica da prove di sito e di laboratorio (Di Maio et al. 2021)

La Figura 2 mostra l'ipotesi sulla geometria in asse della superficie di scorrimento del corpo di frana principale del sistema di Costa della Gaveta e la tipologia di profilo inclinometrico prevalente. Nella frana prevalgono gli scorrimenti basali concentrati in bande molto sottili (spostamenti AB), le deformazioni interne del corpo di frana danno luogo a spostamenti (BC) di entità molto minore. Le deformazioni aumentano nello strato superficiale degradato, dando luogo a spostamenti relativi (CD) non trascurabili. La figura riporta gli andamenti temporali degli spostamenti basali AB (Figura 2a) e cumulati in superficie AD (Figura 2b) valutati con misure inclinometriche e GPS (Figura 2c).

Grazie all'esistenza di tali numerose e lunghe serie di dati, sono stati interpretati anche i dati DInSAR, altrimenti non facilmente utilizzabili. Come noto, infatti, l'elaborazione dei dati DInSAR fornisce le componenti di spostamento lungo la LOS (Line Of Sight) del sistema satellitare. Nell'area considerata, gli spostamenti, in direzione prevalente Nord-Sud, hanno una componente lungo la LOS piccola, spesso nell'ordine di grandezza dell'errore di misura. Per minimizzare tale problema, sono stati analizzati e trattati statisticamente i dati satellitari relativi ad aree in cui la direzione degli spostamenti è nota grazie agli altri sistemi di misura. La Figura 3 riporta gli andamenti temporali di spostamento di alcuni riflettori ottenuti integrando i risultati di diverse costellazioni satellitari.

L'insieme dei dati ha permesso di ricostruire la storia cinematica del versante negli ultimi 20 anni, indicando che, tranne che in alcune zone del coronamento e in altre piccole zone degli accumuli, le velocità annue sono risultate pressoché costanti. È probabile che il versante si trovi in questo stato "stazionario" da almeno 70 anni, da quando cioè non si riscontrano apprezzabili cambiamenti geomorfologici nella cartografia IGM. A questo proposito, è in corso uno studio idrologico esteso all'ultimo secolo. Alle velocità di spostamento annue costanti si contrappone una notevole variazione stagionale, con valori dell'ordine dei mm/mese in inverno, che tendono ad annullarsi in estate, in sincronia con le variazioni delle pressioni interstiziali lungo le superfici di scorrimento, come si mostra nel paragrafo seguente.

3. Piogge, pressioni interstiziali, spostamenti basali

La correlazione esistente fra le diverse serie temporali degli spostamenti basali valutati in verticali diverse evidenziata dal confronto fra le serie storiche degli spostamenti e delle piogge cumulate (Figura 4), è stata quantificata tramite l'algoritmo genetico EPRMOGA, basato su regressioni polinomiali (Vassallo et al., 2016; 2020; 2021). I risultati dell'analisi mostrano che: 1) le velocità di spostamento nei diversi punti della frana sono correlate fra loro, e gli andamenti temporali degli spostamenti sono sincroni; 2) l'andamento temporale degli spostamenti è in fase con quello delle piogge cumulate.

La correlazione piogge-spostamenti così stretta non è normalmente attesa per frane in terreni argillosi (Conte e Troncone, 2012; Vassallo et al., 2015), oltretutto interessati da una coltre rammollita fino a 2÷3 dal p.c. con grado di saturazione minore di 1. Per comprendere come la pioggia influenza gli spostamenti, il sistema di monitoraggio già attivo dal 2005 è stato integrato con ulteriori piezometri Casagrande, tubi aperti, celle elettriche a corda vibrante, installati a diverse profondità nel corpo di frana, nella formazione in posto e nella zona di scorrimento. I dati indicano variazioni trascurabili e non stagionali delle pressioni interstiziali nel corpo di frana e nella formazione in posto, anche a piccole profondità (Figura 5). Al contrario, le pressioni nella fascia di scorrimento mostrano ampie variazioni regolari, stagionali. I dati in Figura 6a si riferiscono ai piezometri Casagrande installati nella zona di testa e nel corpo principale a circa 8 e 24 m di profondità rispettivamente e a numerosi fori sostenuti da tubazioni sfinestate fino a 3 m dalla superficie. Le notevoli e veloci risposte alle piogge delle pressioni interstiziali sulla superficie di scorrimento, molto simili nei diversi punti di misura, possono essere spiegate con l'elevata permeabilità della zona di scorrimento e la sua connessione con l'atmosfera.

La conducibilità idraulica è stata valutata mediante prove a carico variabile nei piezometri Casagrande, e con prove di filtrazione localizzate eseguite con continuità lungo fori sostenuti da tubazioni sfinestate con un permeometro realizzato *ad hoc*. I risultati di vari tipi di elaborazioni (Di Maio et al., 2020; 2021) mostrano che la banda di scorrimento è molto più permeabile (Figura 4) e più sensibile alle piogge delle altre regioni del sottosuolo. Di fatto, l'andamento stagionale delle velocità di spostamento basale nei diversi punti di misura è in fase con le pressioni interstiziali nella fascia di scorrimento, come mostrato dalla Figura 6b e dal confronto con la Figura 6a.

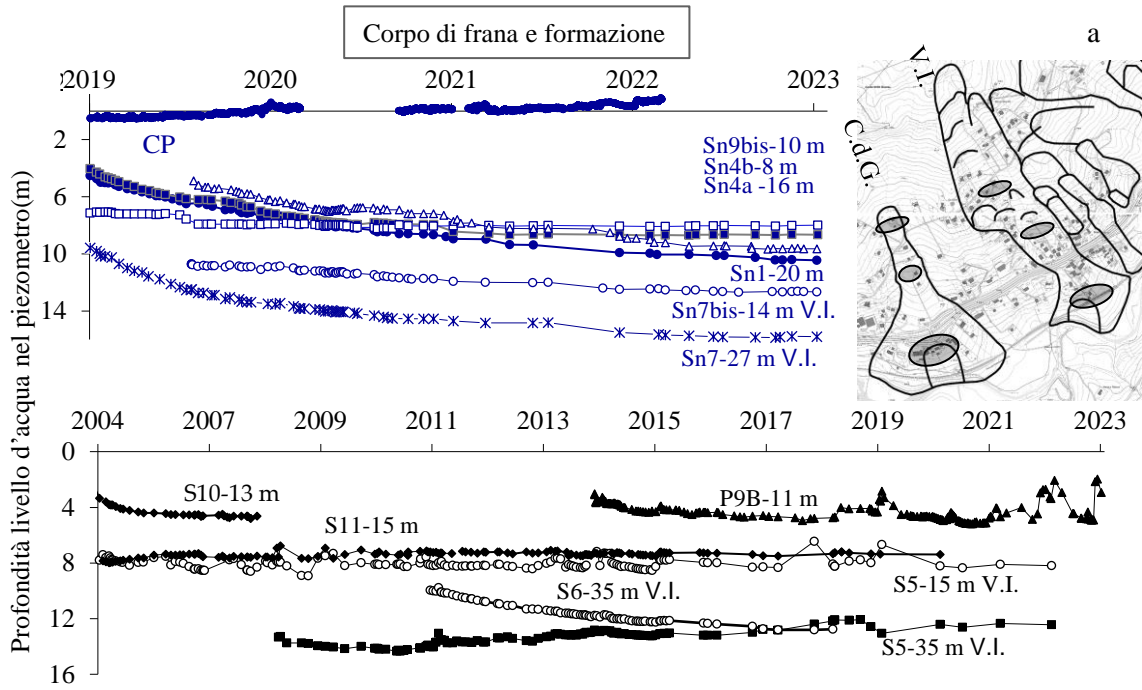


Fig 5. Andamento nel tempo delle pressioni dell'acqua nei corpi di frana e nella formazione in posto (aggiornato da Di Maio et al., 2021)

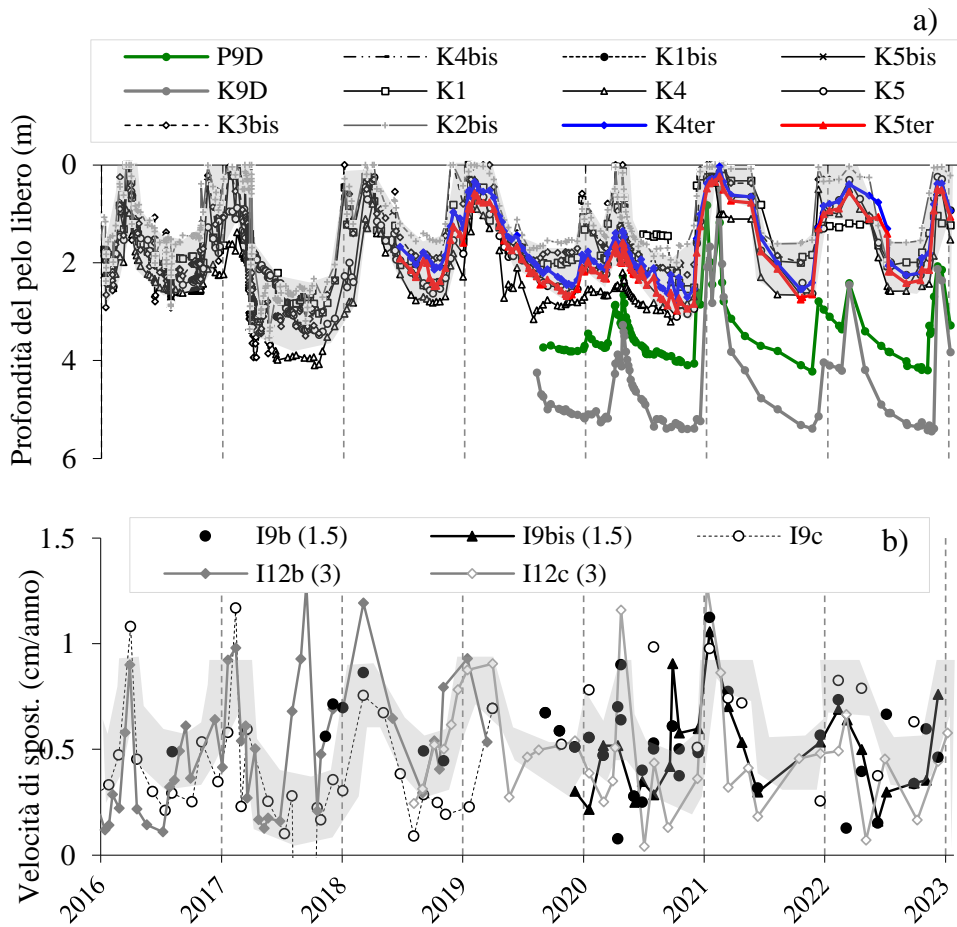


Fig 6. Andamento nel tempo delle pressioni dell'acqua lungo le bande di scorrimento (a) e delle velocità di spostamento basale (b)(modificato da Di Maio et al., 2023)

Conclusioni

I risultati del monitoraggio ventennale delle grandi frane del versante di Costa della Gaveta mostrano che le velocità annue di scorrimento basale e le velocità degli spostamenti cumulati in superficie sono rimaste pressoché costanti nel periodo di osservazione. Praticamente costanti sono rimaste anche la pioggia annuale (~800 mm/anno) e le escursioni piezometriche nei punti di misura, con effetti dei cambiamenti climatici non evidenziabili in venti anni. Alle scale temporali inferiori, le velocità hanno esibito notevoli variazioni a carattere stagionale, passando da alcuni mm/mese nei periodi piovosi a valori quasi nulli in estate. Le curve spostamenti-tempo e delle piogge cumulate sono in fase, la risposta cinematica alle piogge è quindi veloce, pur essendo le superfici di scorrimento profonde, i corpi di frana governati dalla matrice argillosa, e trascurabili le variazioni di pressioni interstiziali già a pochi metri di profondità dal piano campagna. Le variazioni di velocità sono indotte dalle variazioni delle pressioni interstiziali lungo le superfici di scorrimento perché queste, a loro volta, influenzano la resistenza a taglio. La rapida risposta delle pressioni alle piogge è spiegabile con l'elevata permeabilità della zona di scorrimento, molto maggiore che nel corpo di frana e nella formazione in posto, e con la sua connessione con l'atmosfera. L'elevata permeabilità della zona di scorrimento è probabilmente dovuta alla persistenza del movimento e dei suoi effetti su porosità e struttura, ed è accresciuta dalla presenza di blocchi e frammenti di consistenza lapidea che possono provocare una rete di solchi di materiale allentato (Di Maio et al., 2021).

Le tipologie di frana del versante di Costa della Gaveta sono molto diffuse nella valle del Basento e ovunque affiorino le formazioni argillose del substrato (Urciuoli et al., 2016; Picarelli et al., 2021a; 2021b), pertanto si ritiene che anche le caratteristiche idrauliche siano simili a quelle mostrate. Ciò sembra essere confermato anche dai primi studi eseguiti in altri sistemi franosi della valle del Basento (Vassallo et al., 2023). I dati sembrano quindi proporre risvolti applicativi sia per la comprensione della cinematica di tale tipologia di frane che per la progettazione degli interventi di stabilizzazione e, in particolare, dei drenaggi profondi. Si può infatti dimostrare che la maggiore permeabilità delle zone di scorrimento, connesse con l'atmosfera, può ridurre molto l'efficienza dei sistemi drenanti rispetto a quanto auspicato.

Bibliografia

- Conte E., Troncone A. (2012). A method for the analysis of soil slips triggered by rainfall. *Géotechnique* 62 (3), 187–192.
- Di Maio C., De Rosa J., Vassallo R., Coviello R., Macchia G. (2020). Hydraulic conductivity and pore water pressures in a clayey earthflow: experimental data. *Geosciences* 2020, 10(3), 102 -114.
- Di Maio C., De Rosa J., Vassallo R. (2021). Pore water pressures and hydraulic conductivity in the slip zone of a clayey earthflow: experimentation and modelling. *Engineering Geology*, 292, 106263.
- Di Maio C., De Rosa J., Vassallo R., Cutrera G., Murtas R. (2023). Earthflows in the Basento valley: hydraulic characteristics influencing their kinematics. Atti CNRIG2023, 5-7 luglio 2023, Palermo, 495–502
- Ghalamzan E, F., De Rosa, J., Gajo, A., Di Maio, C. (2022). Swelling and swelling pressure in a clayey landslide: experimental data and model simulations. *Engineering Geology*. 297, 106512.
- Picarelli L., Di Maio C., Tommasi P., Urciuoli G., Comegna L. (2021a) Pore water pressure measuring and modeling in stiff clays and clayey flysch deposits: a challenging problem. *Engineering Geology*. 292, 106442.
- Picarelli L., Di Maio C., De Rosa J. (2021b). Processes and mechanism governing the transition of slides in tectonized clay shales into rapid earthflows. *Rivista Italiana di Geotecnica*, anno LV, 4, 53-67.
- Urciuoli G., Comegna L., Di Maio C., Picarelli L. (2016). The Basento Valley: a natural laboratory to understanding the mechanics of earthflows. *Rivista Italiana di Geotecnica* 1(2016), 14 - 33.
- Vassallo, R., Grimaldi, G.M., Di Maio, C. (2015). Pore water pressures induced by historical rain series in a clayey landslide: 3D modeling. *Landslides*, 12, 731-744.
- Vassallo R., Doglioni A., Grimaldi G.M., Di Maio C., Simeoni V. (2016). Relationships between rain and displacements of an active earthflow: a data-driven approach by EPRMOGA. *Natural Hazards*, 81, 1467-1482.
- Vassallo R., Calcaterra S., D'Agostino N., De Rosa J., Di Maio C., Gambino P. (2020). Long-term displacement monitoring of slow earthflows by inclinometers and GPS, and wide area surveillance by COSMO-SkyMed data. *Geosciences* 2020, 10(3), 102 -114.
- Vassallo R., De Rosa J., Di Maio C., Reale D., Verde S., Fornaro G. (2021). In situ and satellite long-term monitoring of slow clayey landslides and of the structures built on them. *Rivista Italiana di Geotecnica*, anno LV, 4, 77-95.
- Vassallo R., De Rosa J., Di Maio C., Pandiscia G.V., Trillo F., Cutrera G., Murtas R., Lacovara B. (2023). DInSAR data for landslides in Basilicata region: geotechnical calibration and interpretation. Atti CNRIG 2023, 5-7 luglio 2023, Palermo, 283–291.

Edizioni AGI, Roma



9 788897 517191