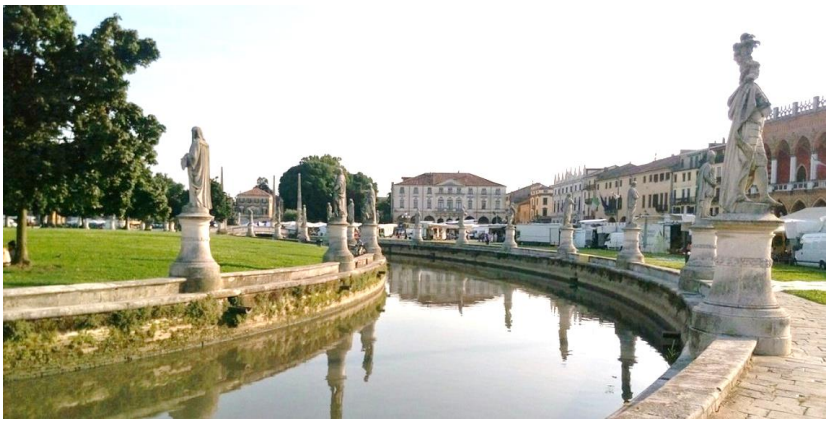
XII INCONTRO ANNUALE DEI GIOVANI INGEGNERI GEOTECNICI

Un'iniziativa dell'Associazione Geotecnica Italiana, con il patrocinio del Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Ambientale dell'Università degli Studi di Padova



Padova, 31 Maggio – 1° Giugno 2023

ATTI DEL CONVEGNO

A cura di: Paolo Crescini, Gianluca Bella, Sabrina Moretti e Maria Iovino

EDIZIONI

AGI ASSOCIAZIONE GEOTECNICA ITALIANA

© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma - Italia

Tutti i diritti sono riservati. Nessuna parte di questa pubblicazione o delle informazioni in essa contenute possono essere riprodotte, memorizzate su supporto elettronico, meccanico o di qualsiasi tipo, o trasmesse in qualsiasi forma e con qualsiasi mezzo, senza previa autorizzazione scritta dell'editore.

Gli editori e gli autori non assumono alcuna responsabilità per danni alla proprietà o alla persona a seguito dell'utilizzo della presente pubblicazione e/o delle informazioni in essa contenute.

Pubblicato da Associazione Geotecnica Italiana
Viale dell'Università n. 11, 00185 Roma (Italia)
e-mail agi@associazionegeotecnica.it
www.associazionegeotecnica.it

Stampato presso ELIOSERVICE SNC
Via Sant'Alessio n. 4, Verona (Italia)
ISBN 9 788897 517177

XII INCONTRO ANNUALE DEI GIOVANI INGEGNERI GEOTECNICI

Padova, 31 Maggio – 1° Giugno 2023

Un'iniziativa dell'Associazione Geotecnica Italiana, con il patrocinio del Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Ambientale dell'Università degli Studi di Padova

ATTI DEL CONVEGNO

A cura di: Paolo Crescini, Gianluca Bella, Sabrina Moretti e Maria Iovino

Comitato organizzatore: Lorenzo Brezzi, Giorgia Dalla Santa, Fabio Gabrieli, Sabrina Moretti, Gianluca Bella, Francesca Ceccato, Maria Iovino (coordinatrice).

Comitato scientifico: Domenico Gaudio, Francesco Di Buccio, Gessica Umili, Giulia Guida, Luca Flessati, Marco Rosone, Stefano Stacul, Maria Iovino.

L'evento è stato realizzato con il contributo incondizionato di: Alta quota Srl, Casagrande Spa, Comacchio Spa, Cos. Idra. Srl, Geosintex Srl, GG Service Sas, Harpaceas Srl, Harpo Spa, Ischebeck GmbH, ITS-engineering Srl, Ripartenze Srl, Sirive Srl, Soprema Srl, TeMa Technologies and Materials Srl.

PREMESSA

Questo volume raccoglie gli atti della dodicesima edizione dell'Incontro Annuale dei Giovani Ingegneri Geotecnici (IAGIG), tenutosi presso la sede storica dell'Università di Padova, Palazzo del Bo, nei giorni 31 maggio e 1° giugno 2023.

IAGIG è un'iniziativa dell'Associazione Geotecnica Italiana (AGI) che vuole promuovere tra i suoi giovani soci la discussione di argomenti di Ingegneria Geotecnica con riferimento alla pratica professionale ed alle innovazioni proposte dalla ricerca, coinvolgendo liberi professionisti, dipendenti di enti pubblici o di imprese, giovani imprenditori, neo-laureati e giovani ricercatori.

Il volume raccoglie 37 contributi, divisi in cinque sessioni: (1) sperimentazione di laboratorio e modellazione costitutiva, (2) opere e sistemi geotecnici, (3) monitoraggio e controllo di opere geotecniche, (4) stabilità dei pendii e (5) geotecnica sismica. Si ringraziano gli autori per gli interessanti contributi e i membri del comitato scientifico per i preziosi suggerimenti forniti agli autori, volti a migliorare la qualità degli articoli.

L'elevata partecipazione all'evento testimonia ancora una volta, da una parte il grande interesse dei giovani ingegneri verso possibili esperienze di formazione, aggiornamento e condivisione, dall'altra l'importante attività dell'AGI e dell'Università nel favorire questo scambio. Un sentito ringraziamento va quindi Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Ambientale dell'Università degli Studi di Padova per aver ospitato l'iniziativa, a tutti i partecipanti all'evento e agli sponsor, senza i quali IAGIG 2023 non si sarebbe potuto realizzare.

Il Comitato Organizzatore

INDICE

SESSIONE 1: SPERIMENTAZIONE DI LABORATORIO E MODELLAZIONE COSTITUTIVA

Analisi dell'effetto delle condizioni di drenaggio sulla risposta idro-meccanica di tailings in condizioni non sature..... 3

Gianluca Bella, Guido Musso

Interpretazioni e simulazioni numeriche del campo prova "Piazza Venezia" per il congelamento artificiale dei terreni..... 7

Luca Schillaci, Giulia Guida, Arianna Pucci, Eliano Romani, Francesca Casini

Caratterizzazione geomeccanica e geotecnica di un versante di una cava di marmo delle Alpi Apuane..... 11

Giorgia Parmeggiani, Marco Berlinghieri

Il congelamento artificiale dei terreni: analisi sperimentale di terreni a matrice grossolana..... 15

Giulia La Porta, Francesca Casini, Marina Pirulli

Interazione tra grani di ghiaia: effetti del carico ciclico e della mineralogia sul comportamento a contatto..... 19

Damiano Bonafini, Madhusudhan, B.N., Geoff Watson, Edgar Ferro, Lucia Simeoni

Reuse of excavated soils and rocks in new production cycles as raw earth bricks..... 23

Marco Amici, Mariachiara Di Nauta

Analisi numeriche DEM di interazione terreno-geogriglia..... 27

Giovanni Stocco, Francesco Zarattini, Antonio Pol, Oliver Deter, Laura Carbone, Christian Lackner, Fabio Gabrieli

SESSIONE 2: OPERE E SISTEMI GEOTECNICI

Progettare la prova di carico di una banchina portuale..... 33

Pierluigi Alesiani, Paolo Ruggeri, Viviene M. E. Fruzzetti , Giuseppe Scarpelli

Un macro-elemento pod-tann per la risposta orizzontale ciclica non drenata di un monopalo in argilla..... 37

Giovanni Piunno

Cedimenti di pali energetici soggetti a variazioni cicliche di temperatura…….... 41

Chiara Iodice, Raffaele Di Laora, Claudio Tamagnini, Giulia M. B. Viggiani, Alessandro Mandolini

Formulazione di una curva di trasferimento del carico per prevedere la risposta drenata dei pali offshore allo sfilamento..... 45

Giada Orlando, Laura Govoni, Riccardo Zabatta, Aligi Foglia

Analisi numerica al discontinuo per lo studio tenso-deformativo di una cava di marmo sotterranea delle alpi Apuane..... 49

Marco Berlinghieri, Giorgia Parmeggiani

Terminal Crociere: progettazione delle fondazioni profonde. interazione lato mare e lato terra..... 53

Irene Sarao Mannelli, Veronica Minardi, Giovanni Canetta

Il progetto Sotra Link (Norvegia): un'applicazione della metodologia BIM in ambito geotecnico..... 57

Enrico De Panicis, Gianluca Bella, Dario Della Femina, Andrea Biagi, Matteo Giani, Guido Barbieri

Interazione terreno-struttura: le nuove frontiere dell'interoperabilità…… 61

Samuele Perni, Ada Zirpoli

Opere di captazione e regimentazione delle acque superficiali e meteoriche realizzate con piante erbacee perenni a radicazione profonda e resistente direttamente sul tal quale su versanti e rilevati in terre e ammassi rocciosi..... 65

Marcello Zarotti

Analisi agli elementi finiti di fondazioni su pali: il ruolo dell'accoppiamento platea-pali-terreno..... 69

Matteo Corigliano, Luca Flessati, Claudio di Prisco

Effetti del detensionamento di tiranti attivi..... 73

Claudia Ventrella, Piero Bongio, Maria Elena D'Effremo

Effetti dell'introduzione di elementi elasto-plastici nel rivestimento preliminare di una galleria profonda in condizioni spingenti..... 77

Lorenzo Batocchioni, Salvatore Miliziano, Valeria Gonzalez

Confronto di diversi approcci progettuali per il dimensionamento di rilevati su pali..... 81

Stefano Malvestio, Michele Titton, Andrea De Pin, Francesca Ceccato

The influence of the extraction speed in pull-out test for clogging risk evaluation..... 85

Sara Mangifesta

SESSIONE 3: MONITORAGGIO E CONTROLLO DI OPERE GEOTECNICHE

Analisi numeriche per lo studio di stabilità di volte rocciose naturali all'interno della grotta di bossea…..... 91

Chrystel Chandiou, Daniele Martinelli, Bartolomeo Vigna, Nives Grasso, Glenda Taddia, Gianluca Bella

L'interferometria satellitare per lo scavo di gallerie in area urbana..... 95

Gianluigi Della Ragione, Emilio Bilotta

Tiranti di ancoraggio in depositi recenti: monitoraggio estensimetrico della fondazione..... 99

Matteo Senigagliesi, Paolo Ruggeri, Viviene M. E. Fruzzetti, Giuseppe Scarpelli

Problemi di interazione tra radici e terreno nei meccanismi di ribaltamento di grandi alberi..... 103

Giacomo Marrazzo, Andrea Galli, Anita Raimondi

Nuovo cunicolo di accesso alla galleria di base del ceneri: sfide progettuali e soluzioni per la riduzione dei cedimenti…….. 107

Davide Merlini, Filippo Gianelli, Gianluca Bella, Alessandro Flematti, Matteo Falanesca

SESSIONE 4: STABILITÀ DEI PENDII

Studio dei cinematismi post rottura meteo-indotti in un rilevato autostradale realizzato su un versante marnoso..... 113

Denise Manna

Simulazioni MPM dell'impatto di colate rapide su un'opera in terra rinforzata…… 117

Maria Mandalari, Marilene Pisano, Giuseppe Cardile, Francesca Ceccato

Database di supporto alla valutazione delle condizioni di sicurezza di ponti e viadotti in relazione al rischio frana..... 121

Fabiola Gibin, Lorenzo Brezzi, Fabio Gabrieli

Analisi numerica MPM di impatti di blocchi in roccia su strati granulari ammortizzanti……. 125

Matteo Zerbi, Pietro Marveggio, Claudio di Prisco

Innesco di una frana a ridosso dell'autostrada A2 del mediterraneo……. 129

Silvia Autuori, Massimiliano Campanella, Giuseppe Cozzolino, Claudio Ottavi

Monitoraggio geotecnico integrato con interferometria SAR dell'autostrada A2 del mediterraneo affetta da fenomeni di instabilità..... 133

Silvia Autuori, Massimiliano Campanella, Giuseppe Cozzolino, Claudio Ottavi

SESSIONE 5: GEOTECNICA SISMICA

Quadro di sintesi delle prove di laboratorio eseguite sui campioni di terreno liquefatto a seguito del terremoto del 29 dicembre 2020 a Petrinja (Croazia)…… 139

Christian Valvano, Sara Amoroso, Luca Minarelli, Daniela Fontana

Progetto di pali in terreni liquefacibili: un caso di studio…… 143

Elena Bandiera, Marco Franceschini, Federico Fiorelli

Un metodo semplificato per la valutazione del comportamento sismico di una galleria circolare…… 147

Giuseppe Lombardi, Davide Noè Gorini, Agnese Manelli, Luigi Callisto

Valutazione preliminare della risposta sismica delle opere sotterranee presso il punto 5 del CERN… 151

Ugo Carmando, Gianluca Bella, Antonio Bilotta, Emilio Bilotta, Marco Andreini, Luca Sironi, Jonathan Knappett, Ahmed Mubarak, Pieter Mattelaer, Saverio La Mendola, Martin Gastal, Matteo Falanesca, Filippo Gianelli, Davide Merlini

Analisi di liquefazione: un caso di un ponte autostradale…… 155

Rossana Moraca, Piero Bongio, Maria Elena D'Effremo, Riccardo Castellanza, Gabriele Frigerio, Francesca Romice

XII Incontro Annuale dei Giovani Ingegneri Geotecnici. IAGIG 2023. Padova, 31 Maggio - 1 Giugno 2023
© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

SESSIONE 1

Sperimentazione di Laboratorio e Modellazione Costitutiva

© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

XII Incontro Annuale dei Giovani Ingegneri Geotecnici. IAGIG 2023. Padova, 31 Maggio - 1 Giugno 2023
© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

ANALISI DELL'EFFETTO DELLE CONDIZIONI DI DRENAGGIO SULLA RISPOSTA IDRO-MECCANICA DI TAILINGS IN CONDIZIONI NON SATURE

Gianluca Bella [1] (gianluca.bella@pini.group)
Pini Group SA, Lugano, Svizzera

Guido Musso [2] (guido.musso@polito.it)
Politecnico di Torino, Torino, Italia

ABSTRACT. Il presente articolo espone alcuni risultati significativi di un'ampia campagna di prove sperimentali realizzata sulla frazione limosa degli sterili minerari degli ex-bacini minerari di Stava. Il comportamento idro-meccanico di tali materiali (tailings) è analizzato in condizioni di parziale saturazione mediante prove triassiali a suzione controllata eseguite presso il Laboratorio Geotecnico del Politecnico di Torino. L'effetto delle condizioni di drenaggio sulla risposta idro-meccanica del materiale è analizzato ed interpretato ricorrendo alle curve di ritenzione idrica (WRC) stimate da una precedente campagna effettuata sul medesimo materiale. Tale studio trova possibili applicazioni ai fini di una corretta progettazione dei bacini di decantazione che, a motivo della loro complessità, richiedono un'approfondita caratterizzazione idraulica e meccanica dei materiali ivi deposti.

1. INTRODUZIONE

I bacini di stoccaggio degli sterili minerari sono opere di ritenuta atte a contenere gli scarti derivanti dai processi estrattivi. A causa della loro elevata estensione spaziale e prolungata vita utile, tali opere sono costituite da materiali eterogenei e sottoposte a interazioni con l'atmosfera. Queste ultime comportano variazioni di livello della superficie piezometrica e dunque cambiamenti dell'estensione della zona non satura all'interno delle aree di deposito. Una corretta progettazione e accurate analisi di stabilità in grado di cogliere tali aspetti richiedono dunque un'approfondita caratterizzazione della risposta idro-meccanica dei materiali in condizioni di parziale saturazione. Il presente studio espone gli esiti sperimentali di una campagna di prove realizzata sui tailings prelevati dai bacini di decantazione di Stava (Italia) in seguito al loro collasso avvenuto 1985. La sperimentazione ha previsto l'esecuzione di prove in cella triassiale a suzione controllata utilizzando la tecnica della traslazione degli assi e dell'equilibrio di vapore. La risposta idro-meccanica della frazione limosa è analizzata mediante l'applicazione di differenti percorsi idraulici, tensionali e condizioni di drenaggio.

2. MATERIALE E MODALITÀ OPERATIVE

Il materiale prelevato dai bacini di Stava è stato separato nella frazione sabbiosa e limosa, quest'ultima sottoposta a sperimentazione. Passante il setaccio ASTM n.200, essa rappresenta la parte di deposito più interna e dunque piu' distante dal rilevato arginale. Quarzo, calcite e fluorite sono i costituenti mineralogici presenti in maggior misura (Bella, 2017) mentre il limite liquido, il limite plastico e la gravità specifica sono valutati rispettivamente w_L=27.4%, w_P=18.0% e G_S=2.83 (Carrera, 2008). Campioni cilindrici aventi diametro iniziale 38mm ed altezza pari a 76mm sono stati preparati a differenti contenuti d'acqua e indici dei vuoti iniziali. Al terreno asciutto è stata aggiunto un certo quantitativo di acqua deionizzata-deaerata, mentre il volume desiderato è stato ottenuto tramite compattazione statica con pressa a controllo di spostamento. In Tabella 1 è riportato lo stato iniziale dei provini e l'indicazione ed alle condizioni di drenaggio imposte in fase di taglio e delle tecniche di misura/controllo suzione in cella triassiale. Come riportato in Tabella 2, tre sono le fasi principali di ciascuna prova: 1) equalizzazione della suzione (valore iniziale s_0 non noto), 2) consolidazione 3) taglio. L'equalizzazione della suzione consiste nell'imporre al campione un certo valore di suzione mediante la "traslazione degli assi" (agendo indipendentemente sulla pressione dell'aria e dell'acqua (Fig.1a), oppure tramite la "tecnica dell'equilibrio di vapore" (forzando tramite apposito circuito e pompa la circolazione in cella di vapori di selezionate soluzioni chimiche sature (Fig.1b). Tale procedura è stata preceduta in certi casi, da una fase di carico isotropo a contenuto d'acqua costante. La consolidazione è stata eseguita in condizioni isotrope imponendo differenti valori di confinamento variabile tra 100kPa e 800kPa in termini di pressione netta (definita come differenza tra tensione media a pressione dell'aria). Infine, il taglio è stato realizzato aumentando gradualmente il carico assiale a suzione costante (condizioni drenate), oppure a contenuto d'acqua costante (condizioni non

© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

drenate). Talvolta questa fase è stata preceduta da un imbibimento del campione tramite incremento della pressione dell'acqua. Al termine della prova il campione è estratto, pesato ed essiccato in forno a 104°C per 24 ore al fine di valutare a ritroso il contenuto d'acqua e il grado di saturazione.

Tabella 1. Stato iniziale dei campioni del limo di Stava: peso secco per unità di volume (γ_d), indice dei vuoti (e_0), contenuto d'acqua (w_0), tecnica di misura/controllo suzione, condizioni fase di taglio, commenti.

Campione	γ_d (kN/m^3)	e_0 (-)	w_0 (-)	Tecnica di misura/ controllo suzione	Condizioni drenaggio fase di taglio	Stato Critico
TX_0.70-60-100	16.60	0.70	14.90	Traslazione assi	Non drenate	Approcciato
TX_0.70-60-200	16.60	0.70	14.90	Traslazione assi	Non drenate	Raggiunto
TX_0.70-60-400	16.60	0.70	14.90	Traslazione assi	Non drenate	Raggiunto
TX_0.60-60-800	17.70	0.60	14.90	Traslazione assi	Non drenate	Approcciato
TX_0.60-175-200	17.70	0.60	6.40	Equilibrio di vapore	Non drenate	Raggiunto
TX_0.80-90-800	15.70	0.80	5.70	Traslazione assi	Non drenate	Raggiunto
TX_0.80-90-100	15.70	0.80	14.10	Traslazione assi	Drenate (suzione imposta)	Raggiunto

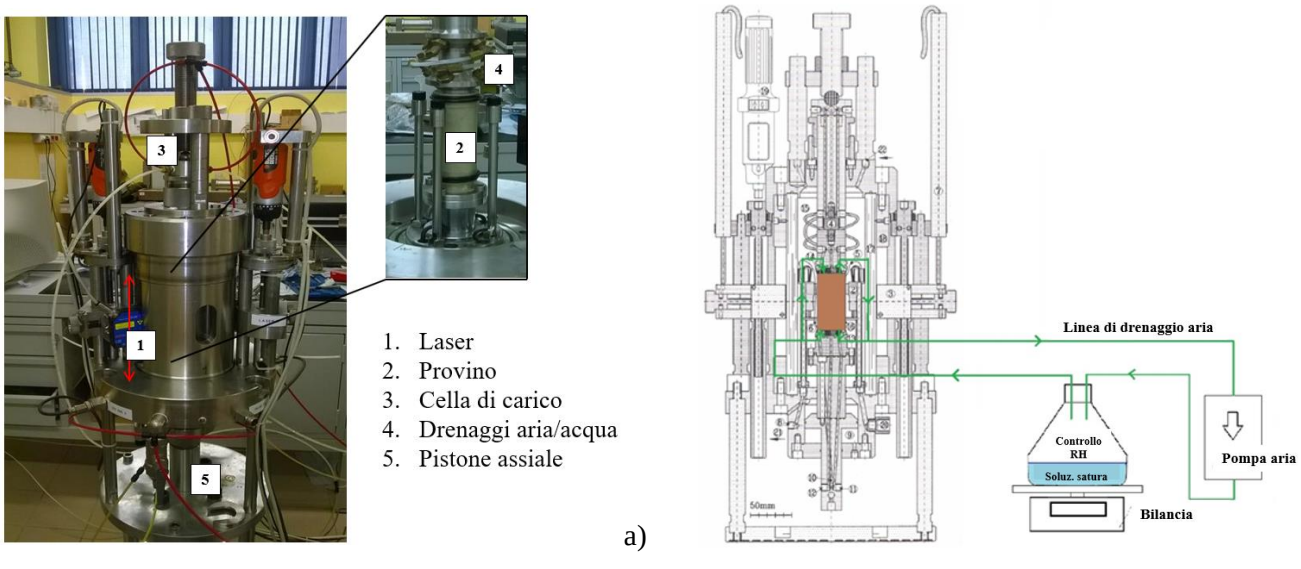


Figura 1. a) Principali componenti della cella triassiale a controllo di suzione (tecnica traslazione degli assi); b) vista schematica del circuito realizzato per l'utilizzo della tecnica dell'equilibrio di vapore (modificato da Romero, 1999).

Tabella 2. Fasi delle prove triassiali a suzione controllata ed indicazione di suzione (s), sforzo deviatorico (q), contenuto d'acqua (w) e tensione netta (p_{net}). Mis.=misurata, Cost.=costante.

	Carico a w = cost.	Fase di equalizzazione della suzione			Fase di consolidazione			Fase di imbibimento			Fase di taglio		
Campione	p_{net} (kPa)	s (kPa)	q (kPa)	p_{net} (kPa)	s (kPa)	q (kPa)	p_{net} (kPa)	s (kPa)	q (kPa)	p_{net} (kPa)	s (kPa)	q (kPa)	p_{net} (kPa)
TX_0.70-60-100	-	s_i→60	0	5-10	60	0	5-10→100	-	-	-	Mis.	Mis.	Mis.
TX_0.70-60-200	-	s_i→60	0	5-10	60	0	5-10→200	-	-	-	Mis.	Mis.	Mis.
TX_0.70-60-400	-	s_i→60	0	5-10	60	0	5-10→400	-	-	-	Mis.	Mis.	Mis.
TX_0.60-60-800	-	s_i→60	0	5-10	60	0	5-10→800	60→20	Cost.(0)	Cost.(800)	Mis.	Mis.	Mis.
TX_0.60-175-200	-	s_i→175	0	5-10	175	0	5-10→200	-	-	-	Cost. (175)*	Mis.	Mis.
TX_0.80-90-800	100	s_i→90	0	100	90	0	5-10→800	-	-	-	Mis.	Mis.	Mis.
TX_0.80-90-100	100	s_i→90	0	100	-	-	-	-	-	-	Cost.(90)	Mis.	Mis.

** Generalmente la tecnica dell'equilibrio di vapore è utilizzata per imporre suzioni totatali di alcuni MPa mediante opportuna soluzione chimica satura. Tuttavia nel caso in esame, in condizioni di scambio d'acqua costante ossia assenza di variazioni di peso del campione, il valore di suzione è stato stimato tramite analisi a ritroso mediante curve di ritenzione sul medesimo materiale (dettagli in Bella, 2017).*

Caratteristica peculiare di tali prove è che le variazioni del volume d'acqua scambiato e le variazioni di volume totale del campione non coincidono a causa delle condizioni di non saturazione imposte. Durante la prova le variazioni di volume totale del campione sono state accuratamente valutate mediante regolari scansioni laser del suo profilo come descritto nel dettaglio nella tesi di dottorato di Bella (2017).

© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

3. RISULTATI E COMMENTI

L'andamento della suzione nel tempo per i campioni sottoposti a taglio in condizioni non drenate è rappresentato in Fig.2a ed in Fig.2b, rispettivamente TX_0.70-60-200 e TX_0.60-60-800. Per quanto attiene al primo campione, la suzione è mantenuta costante durante la consolidazione, mentre in fase di taglio essa è valutata misurando le pressioni dell'aria e dell'acqua, assistendo così ad una riduzione della stessa. Viceversa, l'evoluzione della suzione nel tempo per il campione TX_0.60-60-800 mostra che, dopo la consolidazione, la suzione si riduce a circa 20kPa durante la fase di imbibimento, mentre in fase di taglio essa è nuovamente valutata misurando le pressioni dell'aria e dell'acqua assistendo dunque ad un incremento. Viceversa, l'andamento della suzione nel tempo per un campione sottoposto a taglio in condizioni drenate (drenaggi acqua aperti) è rappresentata in Fig.2c (campione TX_0.80-90-100) per il quale la suzione si mantiene pressoché costante durante tutta la prova.

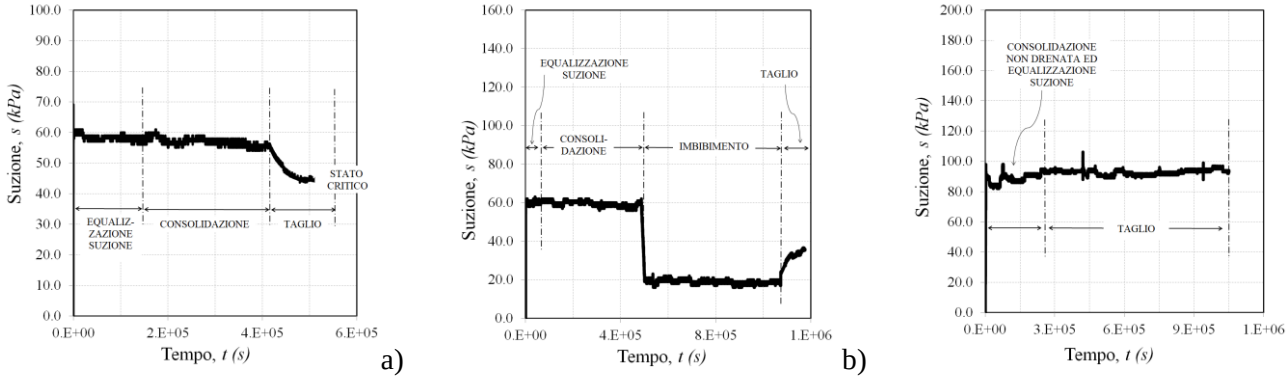


Figura 2. Andamento della suzione nel tempo durante tutte le fasi della prova: a) campione TX_0.70-60-200; b) campione TX_0.60-60-800; c) campione TX_0.80-90-100.

Tali andamenti trovano una possibile giustificazione teorica dall'analisi dell'evoluzione delle curve di ritenzione idrica. Una precedente campagna sperimentale sui medesimi materiali ha infatti consentito la valutazione delle WRC tramite sperimentazione in cella edometrica a controllo di suzione (dettagli in Bella, 2021). Esse sono ottenute per interpolazione dei risultati sperimentali sul piano (s-Sr) di campioni preparati a differenti indici dei vuoti iniziali (e_0=0.50-0.60-0.70) mediante il modello proposto da Gallipoli *et al.* (2003), consentendo dunque di stimarne il comportamento idraulico al variare dell'indice dei vuoti:

$$Sr = \frac{1}{(1+[\phi(v-1)\psi s]^n)^m} \quad (1)$$

dove ϕ, ψ, n, m sono i parametri di modello (calibrazione riportata in Tab.3 e Tab.4), v il volume specifico, Sr il grado di saturazione noto il quale si perviene al "water ratio" e_w=Sr·e. (Fig. 3).

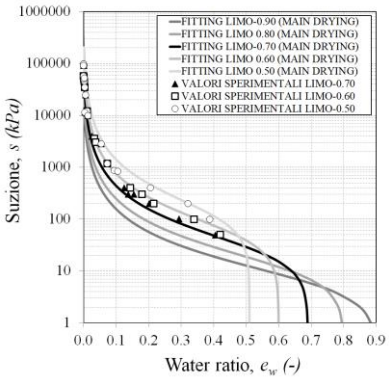


Figura 3. Valori sperimentali e principali rami di essiccamento (main drying) delle curve di ritenzione idraulica per differenti indici dei vuoti.

Tabella 3. Main drying: parametri calibrati della curva di ritenzione idraulica secondo il modello di Gallipoli et al. (2003).

Ramo principale di essiccamento			
n (-)	m (-)	Φ (kPa^{-1})	ψ (-)
1.670	0.400	0.281	5.327

Tabella 4. Main wetting: parametri calibrati della curva di ritenzione idraulica secondo il modello di Gallipoli et al. (2003).

Ramo principale di imbibimento			
n (-)	m (-)	Φ (kPa^{-1})	ψ (-)
1.500	0.330	5.405	7.810

Lo stato di inizio taglio (punto A: e_A=0.67) e di fine taglio (punto B: e_B=0.70) del campione TX_0.70-60-100 assieme ai rami principali delle curve di ritenzione valutate in corrispondenza dei rispettivi indici dei vuoti sono

© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

riportati in Fig.4a. Il percorso idraulico da A→B è rappresentato da una freccia verticale sul piano (s-e_w) a motivo delle condizioni non drenate imposte in fase di taglio (e_w=costante) durante il quale il campione esibisce globalmente un comportamento dilatante (dettagli in Bella, 2017). In termini di WRC, tale risposta è associata a variazioni dello stato idraulico verso il ramo di essiccamento con conseguente incremento della suzione. Tuttavia, i risultati sperimentali hanno evidenziato una diminuzione della suzione (Fig.2a): ciò trova la sua giustificazione nella tendenza del campione a raggiungere il ramo di drying associato a indici dei vuoti (e_B) superiori rispetto a quelli iniziali (e_A) e dunque caratterizzato da minor capacità di ritenzione idrica. Il percorso idraulico del campione TX_0.60-60-800 ed i rispettivi rami principali della curva di ritenzione sono riportati in Fig.4b. Lo stato iniziale giace questa volta sul ramo di wetting a motivo della imbibizione imposta al campione dopo la consolidazione, mentre la direzione del percorso durante il taglio non drenato è verso l'alto per raggiungere il ramo principale di essiccamento con conseguente incremento della suzione, come osservato sperimentalmente in Fig. 2b. Infine, il percorso idraulico del campione TX_0.80-90-100 ed i rispettivi rami principali della WRC sono rappresentati in Fig.4c. Durante il taglio il campione esibisce globalmente un comportamento contraente (e_A=0.77→ e_A=0.74). In termini di WRC, tale risposta è associata a variazioni dello stato idraulico in direzione del ramo di imbibimento con conseguente aumento della suzione. Essa è però imposta costante e dunque il ramo di wetting è approcciato mediante un percorso orizzontale a motivo delle condizioni drenate. Una maggior perdita d'acqua dal campione avrebbe tuttavia reso più evidente il percorso A→B approcciando maggiormente il punto finale al rispettivo ramo di wetting.

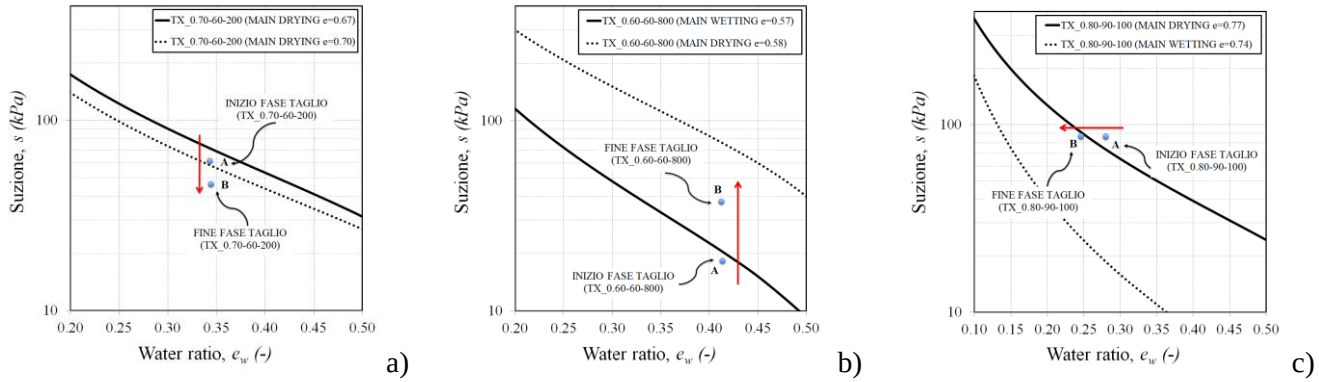


Figura 4. Andamento della suzione nel tempo durante tutte le fasi della prova: a) campione TX_0.70-60-200; c) campione TX_0.60-60-800; c) campione TX_0.80-90-100.

4. CONCLUSIONI

La presente nota sintetizza alcuni risultati significativi di uno studio sperimentale condotto sulla frazione limosa dei tailings di Stava in condizioni non sature evidenziando l'effetto delle condizioni di drenaggio sulla risposta idro-meccanica del materiale. Tale risposta è interpretata sulla base delle curve di ritenzione che costituisco un dominio entro i quali esistono i percorsi tensionali e idraulici. Una dettagliata analisi del comportamento idro-meccanico dei tailings risulta infatti essenziale ai fini di una adeguata progettazione e realistiche analisi di stabilità dei bacini di decantazione nel breve e nel lungo termine.

5. BIBLIOGRAFIA

Bella G. (2017). Hydro-Mechanical Behaviour of Tailings in Unsaturated Conditions. *Tesi di Dottorato*, Politecnico di Torino.

Bella G. (2021). Water retention behaviour of tailings in unsaturated conditions. *Geomechanics and Engineering, An Int'l Journal* 26(2): 117-132.

Carrera A. (2008). Mechanical behaviour of Stava tailings. *Tesi di Dottorato*, Politecnico di Torino.

Gallipoli D., Wheeler S.J., Karstunen M. (2003). Modelling the variation of degree of saturation in a deformable unsaturated soil. *Geotechnique*: 105-112.

Romero E. (1999). Characterisation and thermo-hydromechanial behavior of unsaturated Boom clay: an experimental study. *Tesi di Dottorato*, Universitat Politècnica de Catalunya.

XII Incontro Annuale dei Giovani Ingegneri Geotecnici. IAGIG 2023. Padova, 31 Maggio - 1 Giugno 2023
© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

INTERPRETAZIONI E SIMULAZIONI NUMERICHE DEL CAMPO PROVA "PIAZZA VENEZIA" PER IL CONGELAMENTO ARTIFICIALE DEI TERRENI

Luca Schillaci (luca.schillaci@alumni.uniroma2.eu)
Università degli Studi di Roma Tor Vergata

Giulia Guida (giulia.guida@uniroma2.it)
Università degli Studi di Roma Tor Vergata

Arianna Pucci (arianna.pucci@uniroma2.it)
Università degli Studi di Roma Tor Vergata

Eliano Romani (e.romani@metrocspa.com)
Metro C S.C.p.A.
Francesca Casini (francesca.casini@uniroma2.it)
Università degli Studi di Roma Tor Vergata

ABSTRACT. Questo articolo riporta l'interpretazione dei dati di monitoraggio del campo prova per il congelamento artificiale dei terreni realizzato in prossimità della futura stazione "Piazza Venezia" della Linea C della Metropolitana di Roma. L'analisi dei dati della campagna d'indagini in laboratorio e in sito ha consentito di definire un accurato modello geotecnico di sottosuolo. Tramite simulazioni numeriche termo – idrauliche accoppiate del processo di congelamento artificiale dei terreni è stato invece possibile interpretare a ritroso i dati di monitoraggio a disposizione. La condizione al contorno termica del modello applicata alle sonde congelatrici per la previsione del comportamento osservato è stata valutata come soluzione del problema di trasmissione del calore tra il fluido refrigerante e il terreno.

1. INTRODUZIONE

La tecnica del congelamento artificiale dei terreni (AGF) è una tecnica di impermeabilizzazione e consolidamento temporaneo per gli scavi sottofalda in terreni sciolti o rocce frantumate, volti alla realizzazione di gallerie, pozzi e cunicoli di collegamento (*e.g.* Harris, 1995; Viggiani & Casini, 2015). La tecnica dell'AGF prevede l'installazione di sonde congelatrici nell'intorno della sezione di scavo dove circola un fluido refrigerante. Il congelamento attorno alle sonde congelatrici avviene prevalentemente in direzione radiale, portando alla formazione di vere e proprie colonne di ghiaccio che una volta unite tra di loro consentono di creare un guscio di terreno congelato, impermeabile e più resistente dal punto di vista meccanico (Andersland et al., 2003, Trevi S.p.A., 2013). Nel campo prova di "Piazza Venezia" si è utilizzato un impianto di congelamento a circuito aperto che utilizza come liquido refrigerante azoto compresso allo stato liquido, stoccato all'interno di opportuni silos ad una temperatura di $-196\ °C$. L'azoto liquido circola all'interno delle sonde congelatrici scambiando frigoria con il terreno e al termine del ciclo, viene rilasciato in atmosfera allo stato gassoso (Colombo, 2010). Rispetto alle altre tecniche tradizionali di consolidamento dei terreni, come iniezioni chimiche cementizie, ombrelli di infilaggio e *jet grouting*, l'AGF ha un minore impatto ambientale, in quanto non rilascia nel terreno sostanze estranee.

2. CAMPO PROVA "PIAZZA VENEZIA"

Il campo prova "Piazza Venezia" è stato realizzato per valutare l'efficacia della tecnica del congelamento artificiale dei terreni come metodo per impermeabilizzare e sostenere lo scavo dei terreni presenti in sito, nell'ambito della tratta T3 della Linea C della Metropolitana di Roma. Il campo prova è costituito da 21 sonde congelatrici disposte verticalmente in due file (Fig.1a). Le sonde congelatrici sono state coibentate esternamente con isolante Armaflex per realizzare la sagoma esterna di un'ipotetica galleria, mostrata in Figura 1.b. All'interno del campo sono state installate 13 canne termometriche per il monitoraggio delle temperature, ciascuna dotata di sei sensori posti a sei differenti profondità.

La stratigrafia del campo prova è stata dedotta dall'interpretazione delle indagini geologiche e geotecniche eseguite nel corso degli anni e può essere schematizzata in sei strati:

- STRATO R: terreni di riporto composti da una sabbia limosa di natura piroclastica.

© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

- STRATO Ag1a: terreno alluvionale composto da argille limose e limi argillosi, debolmente sabbiosi, con lenti e sottili livelli discontinui di sabbia fina e, a luoghi, con resti di sostanza organica.
- STRATO Ag1b: terreno alluvionale composto da argille limose e limi argillosi, debolmente sabbiosi, con lenti e sottili livelli discontinui di sabbia fina e con frequenti livelli di sostanza organica vegetale.
- STRATO Ag2a: terreno alluvionale composto da argille limose e limi argillosi grigi, debolmente sabbiosi, con sporadici lenti e sottili livelli discontinui di sabbia fine e una maculazione torbosa nerastra e rari livelli sottilissimi di materiale organico.
- STRATO Dtf: Deposito detritico molto eterogeneo con un'inclinazione della superficie di tetto e di letto mediamente dell'ordine dei 20° costituito da sabbie medio-fini, sabbie con ghiaia poligenica, limi sabbioso-argillosi e frammenti/blocchi di tufo vulcanico.
- STRATO Apl: Deposito di argille pleistoceniche che costituisce il *bedrock* per tutta l'area romana.

I risultati delle misure piezometriche hanno portato all'individuazione di tre livelli di falda che generano un regime di filtrazione dall'alto verso il basso in corrispondenza dello strato Ag2a, Dtf e Apl. In particolare, il terreno Ag2a presenta un livello della falda alla profondità di circa 7.06 m da piano campagna, il terreno Dtf ad una profondità di circa 10.11 m da piano campagna e il terreno Apl ad una profondità di 16.08 m da piano campagna. Il regime delle pressioni interstiziali è riportato in Figura 1.c. L'ipotetica galleria dovrà attraversare gli strati di Ag2a, Dtf e Apl (vedi Fig. 1b). La presenza di uno strato eterogeneo sciolto sottofalda, quale il Dtf, particolarmente critico per lo scavo di gallerie, è il motivo per cui la tecnica dell'AGF è stata presa in considerazione.

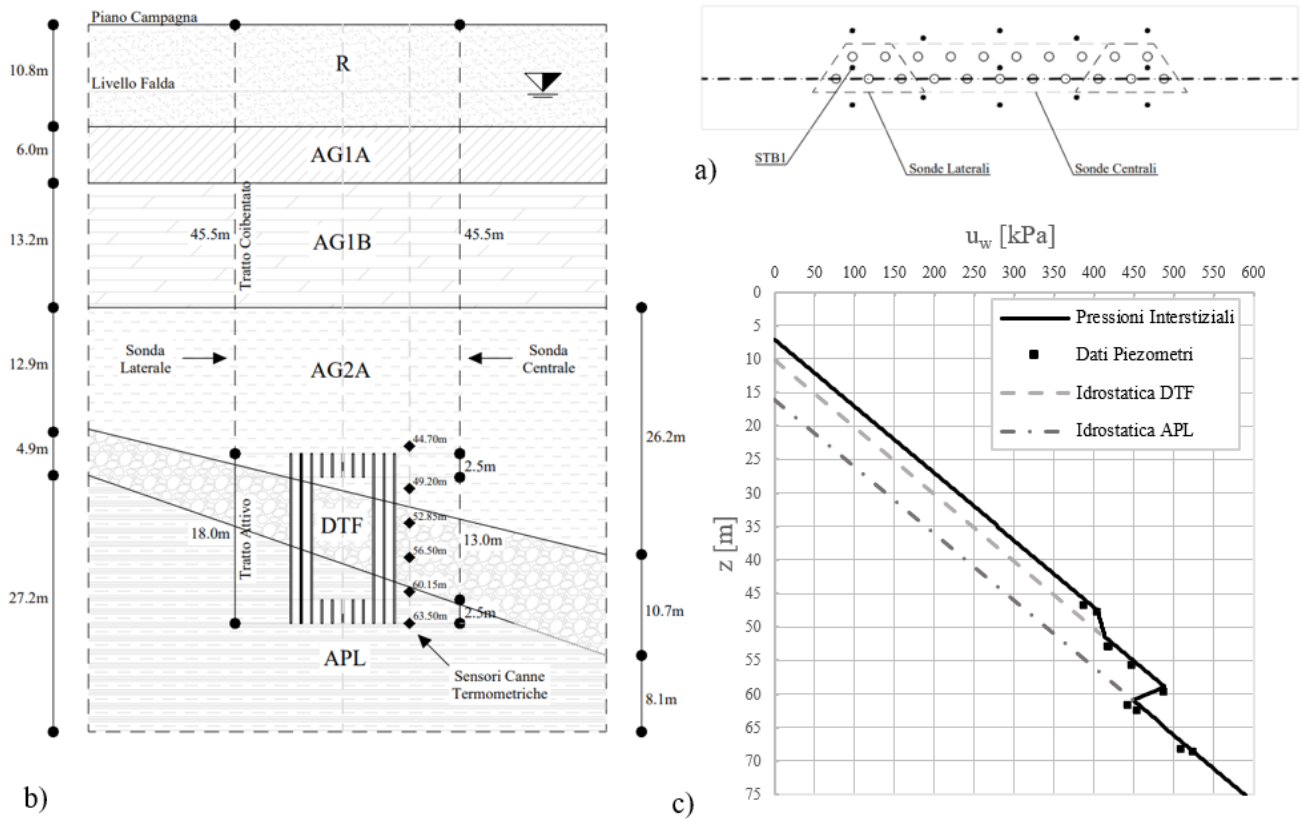


Figura 1. (a) Disposizione delle canne congelatrici e delle canne termometriche del campo prova "Piazza Venezia"; (b) Stratigrafia del campo prova "Piazza Venezia"con posizione dei tratti attivi delle sonde congelatrici e dei sensori delle canne termometriche; (c) Regime delle pressioni interstiziali di Piazza Venezia ottenuto dall'analisi dei dati piezometrici.

3. ANALISI NUMERICHE DEL CAMPO PROVA "PIAZZA VENEZIA"

Per simulare il processo del congelamento artificiale dei terreni nel campo prova di "Piazza Venezia" si è adottato un modello termo-idraulico accoppiato in grado di tenere in conto del cambiamento di fase dell'acqua in ghiaccio per effetto della riduzione della temperatura dovuto alla circolazione di fluido refrigerante nelle sonde congelatrici e della filtrazione.

© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

La geometria del campo prova con sonde verticali e la presenza di una filtrazione dall'alto verso il basso imporrebbe uno studio tridimensionale del processo di congelamento, molto oneroso dal punto di vista computazionale. In questo studio si è invece adottato un approccio di modellazione semplificato che consiste nel modellare una sezione verticale del campo prova, il cui schema è riportato in Figura 2a, considerando la fila di sonde indicata con la linea tratto-punto in Figura 1.a. Tale modello tiene conto del particolare regime di filtrazione dettato dalla distribuzione delle pressioni interstiziali di Figura 1.b. Gli effetti della realtà tridimensionale sono tenuti in conto tramite una funzione di scala α per le temperature. Per maggiori dettagli sull'implementazione, i dati adottati nel modello e sull'approccio di modellazione si rimanda a Schillaci (2023).

La condizione al contorno termica applicata in prossimità delle sonde congelatrici è stata dettata da uno studio di trasmissione del calore per convezione del fluido refrigerante che scambia calore con l'esterno e per conduzione attraverso tutti gli strati che separano l'interno della sonda congelatrice dal terreno (riportati in Figura 2.b).

Le sonde congelatrici sono degli scambiatori di calore composti da due tubi concentrici dei quali quello esterno a fondo chiuso mentre quello interno a fondo aperto. Durante la fase di congelamento, l'azoto percorre tutta la lunghezza della sonda nel tubo centrale e ritorna verso l'impianto di distribuzione percorrendo la corona circolare che si viene a formare tra il tubo esterno e il tubo interno (Figura 2.b). La variazione di temperatura del fluido convettore $T_{F.C.}$ lungo l'intercapedine esterno della sonda è stata ricavata integrando l'equazione differenziale ottenuta eguagliando il calore assorbito dal fluido e calore scambiato per convezione. In Figura 2.c, si osserva come la temperatura del fluido convettore $T_{F.C.}$ varia con un andamento quasi lineare da un valore di circa $-125°C$ al fondo foro a una temperatura di scarico assunta pari a $-100°C$. Figura 2.c riporta anche le temperature valutate all'interfaccia con il terreno per una sonda laterale e centrale ottenute risolvendo un problema di conduzione termica in direzione radiale (Fig. 2b riporta anche i valori delle conducibilità termiche utilizzate per il calcolo). La presenza di strati intermedi tra il tubo esterno della sonda congelatrice e il terreno fa sì che la temperatura da applicare come condizione al contorno nelle simulazioni numeriche, sia di circa $50°C$ superiore a quella del fluido refrigerante. Nei tratti coibentati delle sonde congelatrici la temperatura all'interfaccia con il terreno rimane simile a quella indisturbata $T_{soil} = 22°C$ (Figura 2.c). Per semplificare il modello numerico del campo prova "Piazza Venezia" si assume per ipotesi un perfetto isolamento. Nei tratti attivi delle sonde congelatrici la temperatura assume un valore di circa $-70°C$. Le sonde laterali presentano una lunghezza attiva di 18m necessaria a realizzare le "pareti del muro congelato", mentre le sonde centrali presentano due tratti attivi di spessore 2.50m a partire dalle profondità -45.50m e -61m e un tratto coibentato lungo 13m a partire da -48m, per realizzare l'arco rovescio e la calotta della sagoma esterna della galleria.

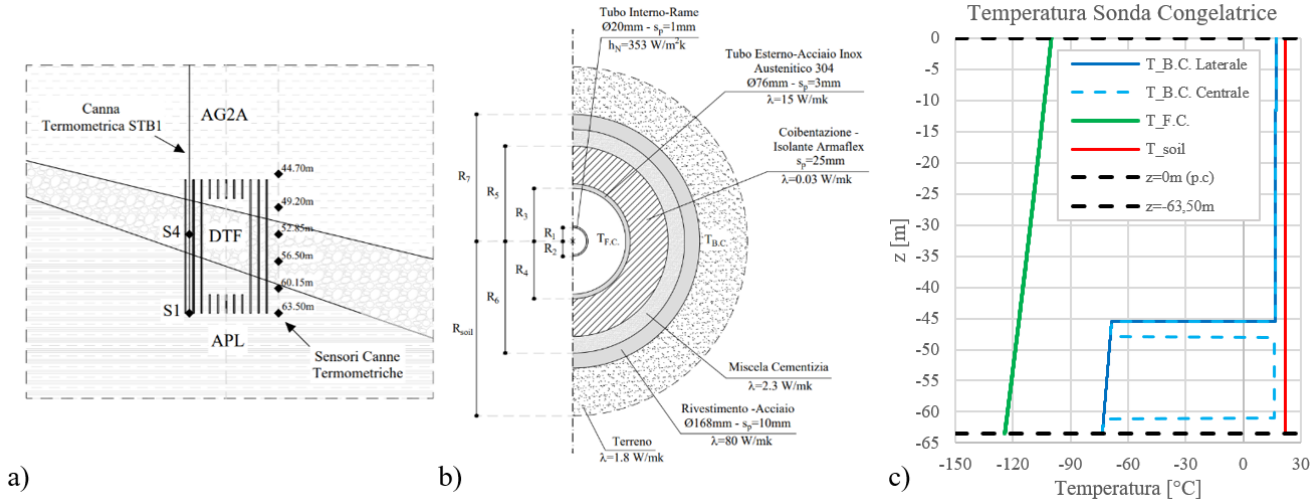


Figura 2. (a) Schema del modello 2D verticale, con la posizione dei sensori S1 e S4 della canna STB1; (b) Sezione trasversale della canna congelatrice con tutti gli strati considerati nel calcolo della trasmissione del calore; (c) Profilo delle temperature del fluido refrigerante nel tubo esterno della sonda congelatrice e all'interfaccia con il terreno per le sonde laterali e centrali.

Figura 3.a mostra il *contour* delle temperature dopo un tempo di simulazione di 16 giorni. Si osserva come lo strato centrale (Dtf) presenta una maggiore dispersione della temperatura rispetto agli strati Ag2a e Apl. Questo risultato è dovuto al fatto che la maggiore conducibilità termica e idraulica dello strato di Dtf permettono un più rapido processo di trasmissione del calore nel terreno.

Le Figure 3.b e 3.c mostrano il confronto tra le temperature simulate dal modello 2D verticale, dal modello "3D equivalente" applicando la funzione di scala α, e le temperature monitorate della canna termometrica STB1

© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

(Trevi S.p.A., 2020) nel sensore alla profondità -63.50m (strato Apl) e -52.85m (strato Dtf) rispettivamente. Si osserva come il modello 2D verticale, non tenendo in conto della tridimensionalità del processo, sottostimi sistematicamente i valori delle temperature in confronto ai dati di monitoraggio, specialmente partire dal giorno 5. L'applicazione della funzione di scala α nel modello 3D equivalente consente invece un migliore accordo tra le previsioni di modello e le temperature monitorate in sito. La minore conducibilità termica e idraulica dello strato di Apl, da un lato rende il processo di trasmissione del calore più lento rispetto al Dtf, d'altro canto permette di raggiungere temperature minori (T<-50°C). Un'ulteriore differenza tra i dati di monitoraggio e le simulazioni numeriche si ha nell'evoluzione temporale delle temperature a partire dal giorno 9. Nelle simulazioni si osserva il raggiungimento di un equilibrio termico, mentre nei dati di monitoraggio si osserva un generale incremento delle temperature dovuto a una riduzione della portata circolante di azoto liquido all'interno delle sonde congelatrici. In questa prima versione del modello non è stato tenuto in conto delle variazioni di portata del fluido refrigerante.

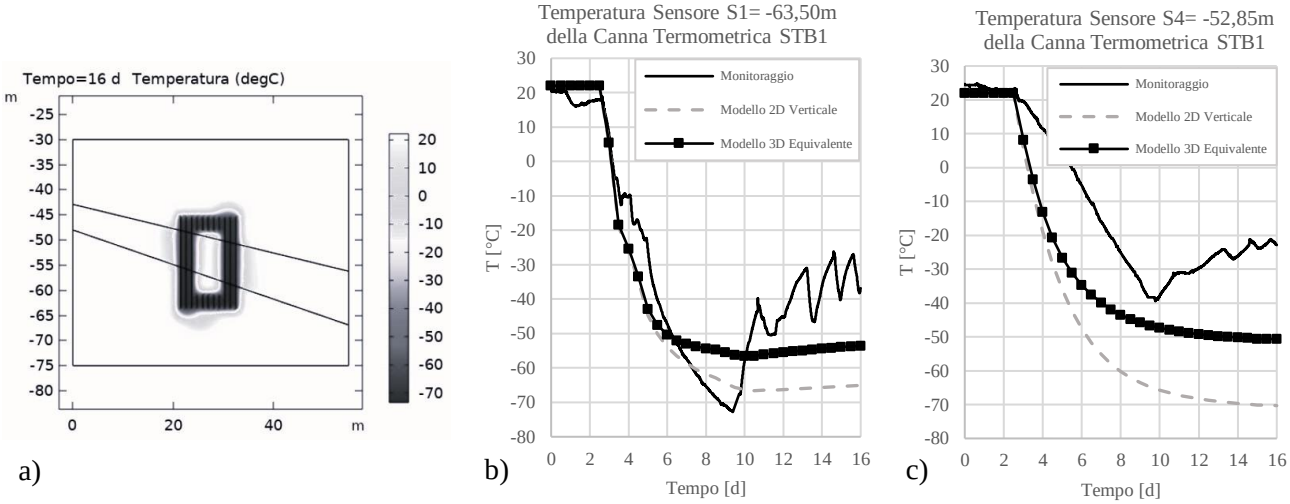


Figura 3. (a) Contour della temperatura del modello 2D verticale ad un tempo di simulazione t=16d; (b) Confronto temperature monitorate e temperature simulate: modello 2D verticale, 3D equivalente del sensore S1; (c)) Confronto temperature monitorate e temperature simulate: modello 2D verticale, 3D equivalente del sensore S4.

4. CONCLUSIONI

La risoluzione del problema termico di convezione e conduzione ha permesso di individuare un andamento della temperatura lungo la lunghezza della sonda congelatrice da applicare come condizione al contorno termica nella simulazione numerica del campo prova di "Piazza Venezia". L'interpretazione dei dati di monitoraggio ha permesso di sviluppare un modello termo-idraulico accoppiato in grado di simulare il processo di congelamento artificiale dei terreni durante la fase di attivazione ad azoto liquido in buono accordo con i dati di monitoraggio delle temperature a disposizione.

5. BIBLIOGRAFIA

Andersland, O. B., & Ladanyi, B. (2003). Frozen ground engineering. John Wiley & Sons

Colombo, G. (2010) Il congelamento artificiale del terreno negli scavi della metropolitana di Napoli: valutazioni teoriche e risultati sperimentali.

Harris, J. S. (1995). Ground freezing in practice. Thomas Telford.

Schillaci, L. (2023). Interpretazione dei dati di monitoraggio del campo prova "Piazza Venezia": analisi termo-idrauliche con filtrazione. Tesi di laurea magistrale in Ingegneria Civile, Università degli Studi di Roma Tor Vergata.

Trevi S.p.A. (2020). Allegati relativi al progetto del campo prova del congelamento artificiale "Piazza Venezia.

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. *Geotechnical Engineering for Infrastructure and Development*. 65-92.

XII Incontro Annuale dei Giovani Ingegneri Geotecnici. IAGIG 2023. Padova, 31 Maggio - 1 Giugno 2023
© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

CARATTERIZZAZIONE GEOMECCANICA E GEOTECNICA DI UN VERSANTE DI UNA CAVA DI MARMO DELLE ALPI APUANE

Giorgia Parmeggiani (giorgia@studiopandolfi.it)
Studio di Ingegneria Pandolfi, Carrara, Italia

Marco Berlinghieri (marco@studiopandolfi.it)
Studio di Ingegneria Pandolfi, Carrara, Italia

ABSTRACT. Lo studio oggetto del presente articolo propone i risultati conseguenti alla caratterizzazione geomeccanica e geotecnica di alcuni ammassi rocciosi affioranti in una zona adiacente la 'Cava Sottovettolina", una cava di marmo in sotterraneo situata nelle Alpi Apuane. L'intera area in coltivazione è stata caratterizzata da rilievi topografici tridimensionali con laser scanner e drone, rilievi geotecnici, prove di laboratorio sui materiali per la loro caratterizzazione fisica e meccanica. Queste attività hanno permesso di definire in dettaglio i parametri dell'ammasso roccioso, da utilizzare per le verifiche di stabilità e per pianificare le future attività di scavo.

1. INTRODUZIONE

La caratterizzazione geomeccanica e geotecnica delle principali formazioni rocciose affioranti in una zona adiacente alla cava di marmo 'Sottovettolina' nel comune di Massa è stata effettuata al fine di definire i parametri di calcolo necessari a verificare la stabilità di un versante di cava in conformità con le vigenti normative tecniche. Questa attività hanno permesso di ottenere una caratterizzazione molto accurata dell'area individuando le differenti litologie e le loro caratteristiche meccaniche, in modo da poter ottimizzare già in fase progettuale, il recupero di materiale in condizione di sicurezza.

2. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO E GEOLOGICO

La cava si trova in località Forno (Massa), è organizzata su un unico cantiere in sotterraneo ed è coltivata per fette orizzontali discendenti. Essa fa parte del complesso estrattivo delle Alpi Apuane.

Le Alpi Apuane rappresentano una finestra tettonica in Appennino settentrionale in cui affiorano due unità metamorfiche (Unità Autoctono Auct. e la sovrastante Unità di Massa) di basso grado metamorfico al di sotto di una pila di falde che dal basso sono: Falda Toscana, Unità di Canetolo (Unità sub-ligure) e Unità Liguri s.l. L'Unità Autoctono è costituita da un basamento pre-alpino (Cambriano sup. – Devoniano?) deformato e metamorfosato durante l'orogenesi Varisica e coperto in discordanza da una successione del ciclo sedimentario alpino (Triassico – Oligocene). L'Unità di Massa è costituita da un basamento pre-alpino rappresentato solo dalla successione del Cambriano sup. – Ordoviciano inf. coperto in discordanza da una successione del ciclo sedimentario alpino di cui è rimasto preservato solo l'intervallo Triassico (Anisico – Lanidico). Nelle unità metamorfiche sono presenti due fasi di deformazione (Carmignani et al., 1990) che sviluppano rispettivamente pieghe anticlinali e sinclinali isoclinali a scala pluri-chilometrica e con assi a direzione appenninica NW-SE (fase 1) e pieghe rovesciate di secondo ordine, localmente di dimensioni chilometriche (fase 2). La seconda fase è connessa all'upflit del massiccio roccioso in condizioni ancora duttili. Con il proseguimento del sollevamento e la transizione da regimi duttili a fragili, si sviluppano piani estensionali a basso angolo che tagliano le strutture precedenti. La tettonica estensionale prosegue con lo sviluppo di faglie dirette ad alto angolo che ritagliano i precedenti piani a basso angolo.

Nell'area oggetto di studio affiorano, come è possibile notare in Figura 1, da Ovest verso Est:

- Marmi a megalodonti e Dolomitici (md): i primi sono marmi massicci o grossolanamente stratificati con frequenti molluschi, brachiopodi e lumachelle a megalodonti (Retico). Rappresentano lo sviluppo di una prima piattaforma carbonatica triassica. I secondi sono marmi dolomitici alternati a livelli di dolomie deposti in condizioni di piattaforma (Lias inf.);
- Marmi (m): marmi bianchi con sottili livelli di calcescisti e localmente filladi carbonatiche correlati ad una fase estensionale che ha provocato la frammentazione della piattaforma carbonatica;

© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

- Calcari selciferi (cs): metacalcilutiti con liste e noduli di selci e rari livelli di metacalcareniti spesso alternati a strati di calcescisti e filladi carbonatiche con tracce di pirite e ammoniti piritizzate (Lias Medio - Sup.);
- Diaspri e Calcescisti (d): metaradiolariti con interstrati di filladi quarzitiche (Giur. Sup.) e calcescisti con sottili intercalazioni di filladi carbonatiche (Lias Sup-Giur. Medio);
- Calcari selciferi a entrochi: calcari selciferi metamorfici con, localmente, a tetto lenti di metacalciruditi derivate da originarie brecce poligeniche a elementi di calcilutiti, dolomie e radiolariti (Titonico Sup. - Cretaceo Inf.).

La zona in esame si trova sul fianco occidentale di una struttura di prima fase: la sinclinale Orto di Donna – M. Altissimo. In questo punto al nucleo della sinclinale si trovano i diaspri (d) circondati da calcari selciferi (cs), marmi (m) e marmi a Megalodonti (md). Il sito estrattivo si sviluppa a ridosso dell'asse di tale struttura determinando in conseguenza un'inclinazione elevata dei diversi litologici presenti (anche fino a 60°).

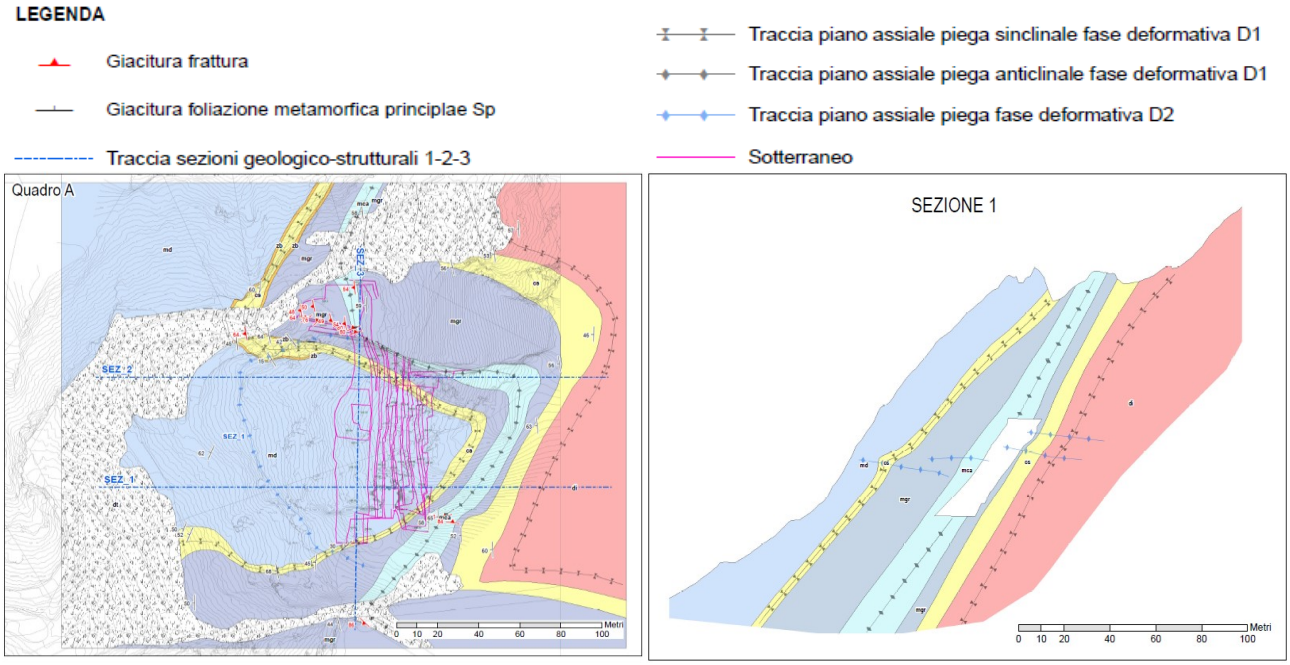


Figura 1. Carta geologica strutturale di dettaglio e sezione - Rosso: Diaspri [di], Giallo: Calcari selciferi [cs], Blu: marmi([md]: marmi dolomitici,[mgr]: marmi grigi, [mca]: marmo calacatta, [zb]:marmo zebrino).

3. RILIEVO GEOMECCANICO

Sono stati effettuati sei rilievi su marmi, diaspri e calcari selciferi al fine di raccogliere dati sperimentali utili per la caratterizzazione geomeccanica dell'area. In Figura 2a è riportata una foto aerea generale dell'area con evidenziata la posizione degli stendimenti.

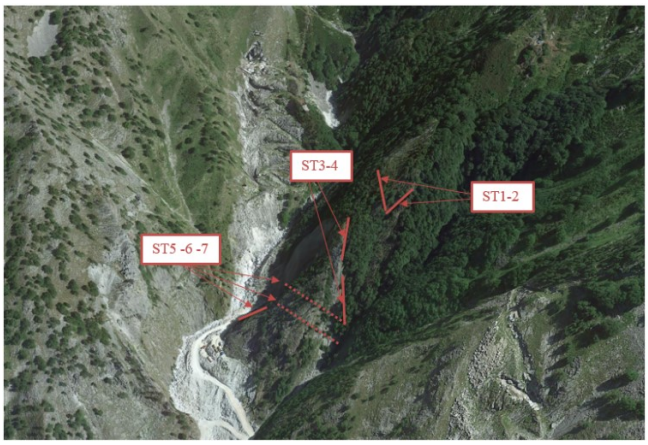
I dati ricavati sono stati trattati statisticamente ed esaminati mediante lo stereogramma di Schmidt per valutare le principali famiglie di discontinuità che interessano la zona. In Figura 2b è proposto lo stereogramma di Schmidt relativo alle discontinuità rilevate sui marmi.

Sono stati eseguiti test e misurazioni speditive in campo avvalendosi del pettine di Barton, del martello di Schmidt e point load test su alcuni campioni di forma irregolare. Si sono eseguiti inoltre alcuni test di laboratorio su campioni raccolti, come prova brasiliana e prova di compressione monoassiale semplice.

Il coefficiente JRC è stato ottenuto confrontando i profili tipo riportati nelle raccomandazioni ISRM con quelli ottenuti sperimentalmente, mentre il parametro JCS è stato ottenuto dalle letture mediante sclerometro, opportunamente corrette in base alla posizione del martello durante l'esecuzione della prova.

Questi dati sono stati utilizzati per definire i parametri geometrici dell'ammasso roccioso e per valutare le caratteristiche geomeccaniche e le resistenze mobilitabili sui giunti.

© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

a) 

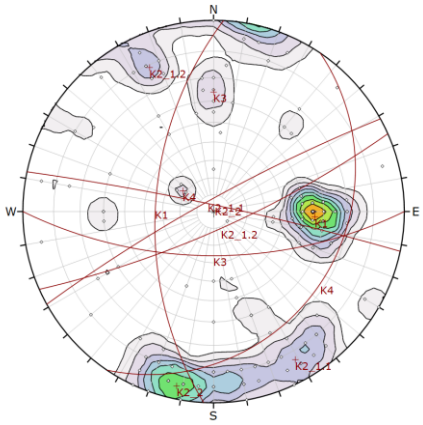
b) 

Figura 2. a) Estratto della foto aerea con posizione degli stendimenti (ST1-2: rilevamento su Diaspri, ST3-4: Calcari selciferi, ST5-6: Marmi); b) Stereogramma di Schmidt delle discontinuità rilevate sui Marmi [m].

Nella Tabella 1 vengono riportate le giaciture e i parametri geomeccanici delle famiglie caratteristiche individuate distinte in base alla litologia.

Tabella 1. Tabella riassuntiva di giaciture e parametri geomeccanici.

	DIASPRI				CALCARI SELCIFERI			MARMI					
Famiglia Discontinuità	J1	J2	J3	J4	J1	J2	J3	K1	K2_1.1	K2_1.2	K2.2	K3	K4
DIP [°]	58	80	66	80	60	68	77	56	83	79	86	64	22
DIP DIR [°]	269	019	138	311	296	146	022	273	331	156	012	180	124
Frequenza [%]	53.5	25.6	16.3	4.6	55.5	27.8	16.7	28.2	9.2	4.9	17.6	6.3	2.8
Spaziatura [m]	0.2-0.6	2-6	6-10	>10	0.6-2	6-10	6-10	2-6		6-10		>10	>10
Continuità [m]	10-20	1-3	<1	1-3	10-20	1-3	3-6	>10		>10		3-6	3-6
JRC	4-6	6-8	6-8	3-6	4-6	4-6	4-6	4-6		4-6		4-6	4-6
JCS	34	48	48	48	30	35	35	44		46		40	42
Apertura [mm]	0-1	1-5	1-5	1-5	0-1	1-5	1-5	0-1		0-1		0-1	0-1
Riempimento	Mat. alterato	-	-	-	-	-	-	-		-		-	-
Acqua	-	-	-	-	-	-	-	-		-		-	-

4. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DELL'AMMASSO ROCCIOSO

Sulla base dei risultati raccolti dai rilievi geostrutturali, si è proceduto alla determinazione dell'indice di classificazione RMR, che rappresenta una stima quantitativa dei parametri che caratterizzano l'ammasso roccioso presente nel versante.

La classificazione è stata fatta applicando formule empiriche che permettono la valutazione dei parametri di resistenza in relazione al valore di alcuni indici di qualità.

Il calcolo RMR, introdotto da Beniawski (1973), prevede la definizione di sei parametri:

P1 – resistenza a compressione monoassiale della roccia intatta (σ_{ci}) in MPa;
P2 – recupero percentuale modificato RQD;
P3 – spaziatura delle discontinuità;
P4 – condizioni delle discontinuità;
P5 – Venute d'acqua;

© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

P6 – orientazione delle discontinuità in rapporto alla direzione di scavo.

La somma degli indici associati ai primi cinque parametri fornisce il valore del cosiddetto RMR "di base", caratteristico dell'ammasso analizzato. Al valore dell'RMR di base viene poi sottratto un punteggio legato alla valutazione dell'influenza della giacitura dei sistemi di discontinuità principali sull'opera per la quale si esegue la classificazione. Nella Tabella 2 vengono riportati i parametri di resistenza delle tre litologie incontrate.

Tabella 2. Tabella riassuntiva caratterizzazione geotecnica ammasso roccioso.

PARAMETRI RMR	P1	P2	P3	P4	P5	P6	RMR	CLASSE
DIASPRI	12	13	10	13	7	-5	50	III-DISCRETA
CALCARI SELCIFERI	7	17	10	17	7	-5	53	III-DISCRETA
MARMI	12	20	20	20	15	-5	82	I-OTTIMA

Mediante l'ausilio del codice di calcolo Rocdata, che consente di interpolare direttamente i dati sperimentali e valori presenti in letteratura con il metodo della regressione lineare o della riflessione semplice, si sono stimati i parametri di resistenza caratteristici della roccia secondo i criteri di Hoek – Brown e Mohr-Coulomb. Nella Tabella 3 vengono riportati i parametri di resistenza degli ammassi rocciosi in esame.

Tabella 3. Tabella riassuntiva parametri resistenza.

PARAMETRI	Hoek-Brown Calssificatio		Hoek-Brown Criterion			Mohr-Coulomb Fit		Rock Mass Parameters
	GSI	mi	mb	s	a	c (MPa)	φ (°)	E (MPa)
DIASPRI	58	9	2.008	0.0094	0.503	1.745	56.17	15848.93
CALCARI SELCIFERI	61	8	1.987	0.0131	0.503	1.626	53.81	18359.54
MARMI	82	9	4.732	0.1353	0.500	7.015	54.62	63095.73

5. CONCLUSIONI

Sono stati descritti i rilievi e la metodologia di calcolo adottata per stimare i parametri geomeccanici, per le tre formazioni rocciose adiacenti la cava 'Sottovettolina'.

Da tali rilievi, e dal successivo trattamento statistico dei dati, sono stati valutati i parametri geomeccanici attribuibili alle discontinuità presenti nell'ammasso in esame, inoltre è stata effettuata una stima quantitativa dei parametri che caratterizzano l'ammasso roccioso.

I dati raccolti, utili per le successive valutazioni analitiche saranno trattati secondo la Normativa tecnica, contenuta nel D.M. 17/01/2018, che impone l'uso del metodo semi-probabilistico "dei coefficienti parziali" che prevede l'uso del criterio di verifica agli stati limite.

6. BIBLIOGRAFIA

Beniawski (1973). *Engineering Classification of Jointed Rock Masses*. Transactions of the South African Institution of Civil Engineers, 15, 355-344.

Carmignani L., Kligfiled R. (1990). *Crustal extension in the northern Apennines: The transition from compression to extension in the Alpi Apuane Core Complex*. Tectonics, Volume 9, Issue 6, p. 1275-1303.

XII Incontro Annuale dei Giovani Ingegneri Geotecnici. IAGIG 2023. Padova, 31 Maggio - 1 Giugno 2023
© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

IL CONGELAMENTO ARTIFICIALE DEI TERRENI: ANALISI SPERIMENTALE DI TERRENI A MATRICE GROSSOLANA

Giulia La Porta (giulia.laporta@polito.it)
Politecnico di Torino

Francesca Casini (francesca.casini@uniroma2.it)
Università degli Studi di Roma "Tor Vergata"

Marina Pirulli (marina.pirulli@polito.it)
Politecnico di Torino

ABSTRACT. Il congelamento artificiale dei terreni è una tecnica di stabilizzazione ed impermeabilizzazione in fase di scavo di opere sottofalda, quali pozzi o gallerie. Le incertezze legate al comportamento dei terreni sottoposti al trattamento sono numerose. Al fine di comprendere il comportamento termo-idro-meccanico dei terreni congelati nelle fasi di congelamento e rottura, è stata effettuata una campagna sperimentale su terreni a matrice sabbiosa con diverse percentuali di materiale fine. L'apparecchiatura triassiale utilizzata, sviluppata presso l'Università di Roma Tor Vergata, consente il congelamento dei provini dall'interno verso l'esterno, con diffusione del carico termico in direzione radiale, mediante la presenza di un tubo refrigerante che attraversa il centro dei provini stessi. Il materiale fine provoca un differente comportamento in fase di congelamento: la sabbia pura non risulta suscettibile al gelo, mentre la sabbia contenente il 15% in peso di caolino si espande e richiama acqua nel provino per suzione criogenica. In fase di taglio, la sabbia pura mostra una resistenza più elevata, rispetto al secondo materiale considerato.

1. INTRODUZIONE

Il congelamento artificiale dei terreni è una tecnica di stabilizzazione ed impermeabilizzazione temporanea dell'area di scavo di opere sotterranee sottofalda, quali pozzi o gallerie. Essa è particolarmente utilizzata in aree urbane, al fine di limitare le deformazioni e conseguenti subsidenze superficiali in fase di realizzazione delle opere (Viggiani & Casini, 2015). Il metodo consiste nell'inserimento di sonde congelatrici nel terreno, intorno alla zona di scavo, all'interno delle quali circola un fluido refrigerante, che provoca il congelamento del terreno circostante (Rocca, 2011). Il fluido refrigerante viene selezionato tra acqua in salamoia e azoto liquido, in relazione alla temperatura-obiettivo nel terreno. Il sistema è a circuito chiuso, con recupero del fluido, nel caso di utilizzo dell'acqua in salamoia, o a circuito aperto, con liberazione dell'azoto gassoso in atmosfera, nel secondo caso. Di conseguenza, si tratta di una tecnica ad impatto ambientale ridotto, poiché il fluido refrigerante non viene rilasciato nel terreno.

Tale metodo di stabilizzazione è tuttavia caratterizzato da elevati costi, dovuti alla complessità della tecnica, e ad incertezze legate al comportamento termo-idro-meccanico del terreno trattato. L'analisi di laboratorio della risposta del terreno sottoposto a congelamento rappresenta un importante contributo alla comprensione del fenomeno. In questo contesto, il Dipartimento di Ingegneria Civile e Informatica dell'Università di Roma Tor Vergata ha realizzato un'attrezzatura triassiale (*FROZEN*) che consente il congelamento del provino dall'interno verso l'esterno, con diffusione del carico termico in direzione radiale, analogamente a quanto si osserva in sito, intorno alla sonda congelatrice. Infatti, il sistema è costituito da un tubo di rame, che attraversa il centro del provino, all'interno del quale circola fluido refrigerante.

L'articolo riporta i primi risultati di una campagna sperimentale svolta su provini a matrice sabbiosa, con crescente contenuto di materiale fine (caolino), con l'obiettivo di valutare l'influenza di quest'ultimo sul comportamento in fase di congelamento e rottura dei provini.

I materiali a granulometria mista risultano di notevole interesse, per la presenza degli stessi in depositi naturali (e.g. Viggiani & De Sanctis, 2009) e terreni artificialmente ricostituiti per opere quali, ad esempio, sottofondi stradali. Il loro comportamento a temperatura ambiente è ampiamente analizzato in letteratura (e.g., Reiffsteck et al., 2005): il materiale fine influenza meccanicamente la matrice grossolana solo se presente in percentuali superiori al 20 o 30% circa.

© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

2. ANALISI SPERIMENTALE

Nel seguito sono riportati i risultati sperimentali ottenuti con l'apparecchiatura *FROZEN* (Bartoli et al., 2018), su due provini con diverso contenuto di fine (0% e 15% di caolino), con tensione di confinamento pari a 50 kPa. Il confronto sul comportamento osservato è riportato durante la fase di congelamento e la fase di taglio.

2.1 Apparecchiatura triassiale in controllo di temperatura: FROZEN

FROZEN (Bartoli et al., 2018) è un'apparecchiatura triassiale realizzata al fine di effettuare prove a controllo di temperatura. Essa consta di una cella triassiale (1), una pressa meccanica (2), e un sistema di circolazione di fluido refrigerante, (3) in Figura 1.

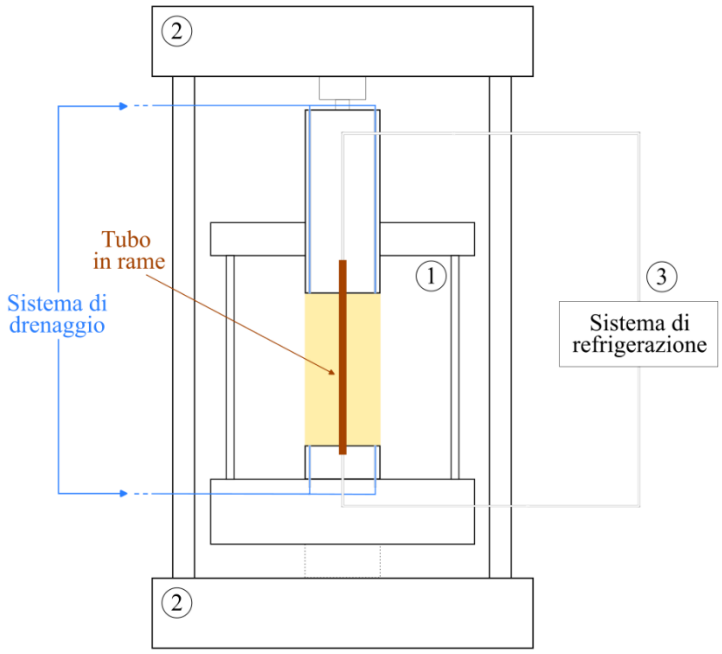


Figura 1. Schema dell'attrezzatura triassiale in controllo di temperatura.

Il provino è attraversato assialmente da un tubo in rame, collegato al sistema di refrigerazione esterno, che, attraverso una pompa, mette in circolo il fluido refrigerante. Questo provoca il trasferimento del carico termico nel provino. Durante il processo, il provino può deformarsi volumetricamente, e richiamare od espellere acqua, fino al congelamento del sistema di drenaggio.

Il provino ha una dimensione di 100 mm di diametro e 200 mm di altezza. Esso è realizzato mediante compattazione statica in condizioni umide iniziali, e successivamente saturato. Rispetto ad una prova triassiale standard, *FROZEN* prevede una fase di congelamento, in condizioni di pressione isotropa, fra le fasi di consolidazione e rottura.

2.2 I materiali

Per la sperimentazione mostrata, è stata utilizzata la sabbia di Fontainebleau (Francia), caratterizzata da una granulometria fine e omogenea, compresa fra 100 e 400 μm. Il materiale fine aggiunto è caolino Speswhite, un'argilla non attiva, a bassa plasticità.

I provini sono realizzati con porosità costante pari a 0.74. Tuttavia, il diverso comportamento delle miscele osservato durante le fasi di saturazione e congelamento ha portato a densità differenti all'inizio delle fasi descritte in seguito.

2.3 Prove sperimentali ed osservazioni

Nell'articolo sono descritte due prove sperimentali triassiali consolidate isotropicamente, in condizioni drenate (TXCID). I provini sono congelati post-consolidazione, con fluido refrigerante circolante alla temperatura di circa -20°C. Il profilo di temperatura è monitorato grazie alla presenza di termocoppie lungo l'altezza del provino: esso

© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

risulta più freddo nella zona inferiore, poiché il fluido, lungo l'altezza, perde calore per scambio termico col terreno e dispersione termica del sistema. Il processo di congelamento ha una durata di circa dieci ore.

I risultati relativi alla fase di congelamento sono interpretati in termini di variazione dell'indice dei vuoti $\Delta e = \Delta V_v/V_s$ e $\Delta e_w = \Delta V_w/V_s$ rispetto alla fase di consolidazione, in cui V_v è il volume dei vuoti, V_w è il volume di acqua liquida e V_s è il volume della fase solida. La variazione di volume del provino, utile per la stima del Δe, è misurata mediante trasduttori locali di deformazione, mentre il volume di acqua liquida in movimento dal provino è valutato per mezzo di un volumometro collegato al circuito di drenaggio.

La variazione del volume di acqua liquida durante la fase di congelamento è guidata da due fattori: il passaggio di stato dell'acqua a ghiaccio, che provoca un aumento di volume della fase ghiaccio e una conseguente espulsione della rimanente acqua liquida verso l'esterno, e la suzione criogenica, che causa una forza di richiamo dell'acqua verso il fronte di congelamento (Thomas et al., 2009). La Figura 2 riporta i risultati della fase di congelamento, per i due materiali testati.

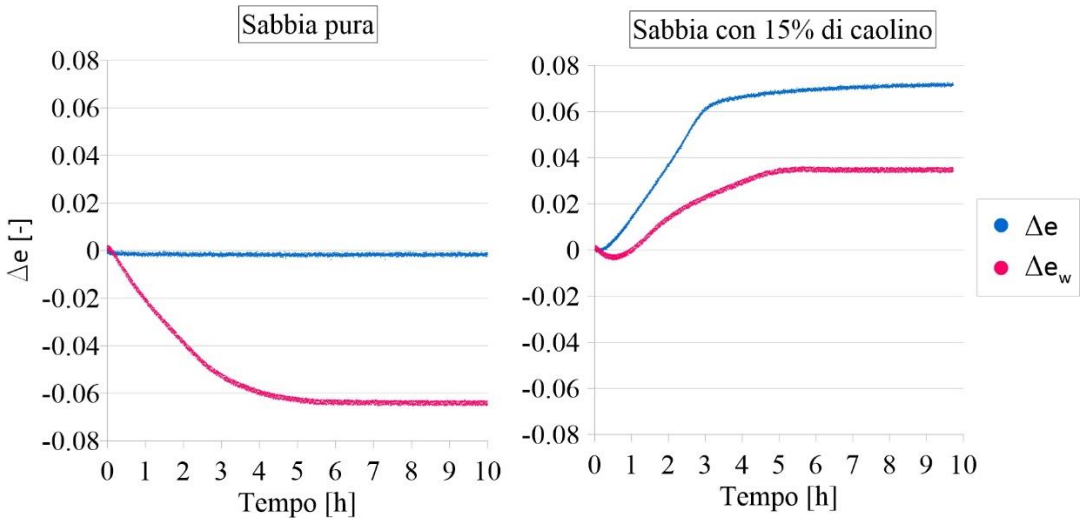


Figura 2. Risultati sperimentali della fase di congelamento, per le prove effettuate a 50 kPa di tensione efficace di confinamento.

La sabbia pura risulta non suscettibile al gelo: infatti, non si misurano variazioni volumetriche durante la fase di congelamento. Il movimento dell'acqua è in uscita dal provino: il comportamento è governato dal passaggio di stato dell'acqua, che espandendo espelle l'acqua liquida della zona non congelata verso i drenaggi. Contrariamente a tale comportamento, la sabbia contenente il 15% di caolino mostra un evidente rigonfiamento, causato dal richiamo di acqua liquida al fronte congelato per suzione criogenica e dalla ridotta permeabilità che attenua il drenaggio dell'acqua.

Durante il congelamento, l'acqua contenuta nei vuoti di un terreno non si trasforma interamente in stato solido, bensì una percentuale, definita *residua*, rimane allo stato liquido (Andersland & Ladanyi, 2003). La resistenza di un materiale congelato dipende da due principali fattori: la forza di coesione generata dal contenuto di ghiaccio, e le forze di adesione fra grani della matrice solida ed il ghiaccio, importanti in presenza non trascurabile di acqua liquida. Nel caso dei materiali considerati, il contenuto residuo di acqua liquida, trascurabile per la sabbia pura, cresce all'aumentare del contenuto di materiale fine (Vu et al., 2022). Dunque, nella sabbia pura la coesione dovuta al ghiaccio ne governa il comportamento meccanico. Inoltre, osservazioni di letteratura dimostrano che all'aumentare del contenuto di acqua non congelata nei pori, la resistenza dei materiali decresce (Kadivar & Manahiloh, 2019). Le forze di adesione risultano dunque di inferiore impatto sulla resistenza, rispetto alla coesione provocata dal ghiaccio.

La fase di rottura delle due prove avviene a controllo di deformazione, con una velocità di rottura di 0.33 mm/min, ed è analizzata in termini di evoluzione del carico deviatorico rispetto alla deformazione assiale (Figura 3).

© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

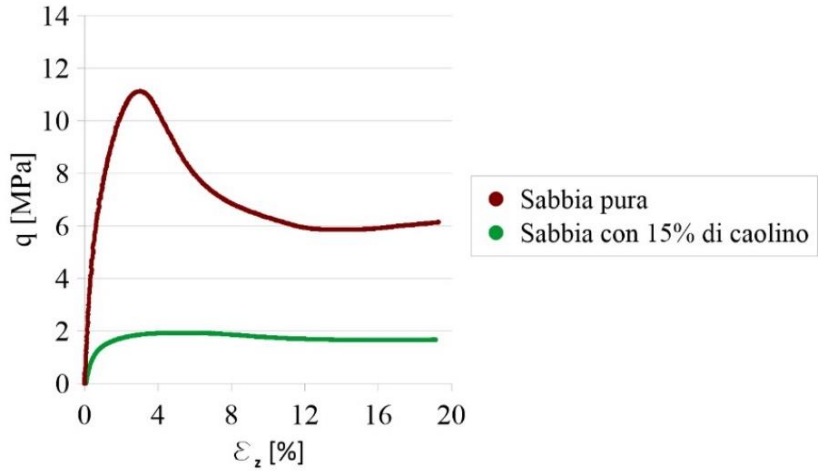


Figura 3. Risultati sperimentali della fase di taglio, per le prove effettuate a 50 kPa di tensione efficace di confinamento.

Anche per la fase di taglio, i due campioni testati mostrano un comportamento diverso: la resistenza della sabbia pura risulta notevolmente maggiore (picco 11 MPa e residuo di 6 MPa), rispetto alla resistenza della sabbia con il 15 % di caolino (picco 2 MPa e residuo di 1.8 MPa).

3. CONCLUSIONI

Il lavoro presenta i risultati di una campagna sperimentale condotta su terreni a matrice sabbiosa sottoposti a congelamento, al fine di valutare l'influenza del contenuto di fine sul comportamento termo-idro-meccanico. Le prove sono state effettuate mediante un'apparecchiatura triassiale in controllo di temperatura (*FROZEN*), che consente il congelamento del provino dall'interno verso l'esterno, con diffusione del carico termico in direzione radiale. Due prove CID, a pressione di confinamento efficace di 50 kPa, sono riportate e descritte: un provino di sabbia pura, ed un provino sabbioso contenente il 15% in peso di caolino.

Durante la fase di congelamento, il primo provino non mostra deformazioni volumetriche: il suo comportamento è governato dal passaggio di stato, e conseguente espulsione dell'acqua liquida verso l'esterno; al contrario, il provino contenente caolino mostra richiamo d'acqua verso il fronte congelato, per suzione criogenica, e conseguente espansione.

Per la fase di taglio, la sabbia presenta un carico deviatorico di picco maggiore rispetto alla sabbia con caolino, poiché il contenuto residuo di acqua liquida, più elevato in presenza di fine, ne peggiora la resistenza meccanica.

4. 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.

Kadivar, M., Manahiloh, K.N. (2019). Revisiting parameters that dictate the mechanical behavior of frozen soils. *Cold Regions Science and Technology*, *163*, pp.34-43.

Reiffsteck, P., Pham, P. T. N., Arbaut, J. (2005). Influence of particle size distribution on mechanical behavior of a soil. *Proceedings of 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, 583–586.

Rocca, O. (2011). *Congelamento artificiale del terreno*. Hevelius.

Thomas, H. R., Cleall, P., Li, Y. C., Harris, C., Kern-Luetschg, M. (2009). Modelling of cryogenic processes in permafrost and seasonally frozen soils. *Geotechnique*, *59*(3), 173-184.

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.

Viggiani G. M. B., Casini F. (2015). Artificial Ground Freezing: from applications and case studies to fundamental research. *Geotechnical Engineering for Infrastructure and Development*, Edinburgh UK.

Vu, Q.H., Pereira, J.M., Tang, A.M. (2022). Effect of fines content on soil freezing characteristic curve of sandy soils. *Acta Geotechnica*, *17*(11), pp.4921-4933.

XII Incontro Annuale dei Giovani Ingegneri Geotecnici. IAGIG 2023. Padova, 31 Maggio - 1 Giugno 2023
© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

INTERAZIONE TRA GRANI DI GHIAIA: EFFETTI DEL CARICO CICLICO E DELLA MINERALOGIA SUL COMPORTAMENTO A CONTATTO

Damiano Bonafini (damianobonafini@gmail.com), Madhusudhan, B.N. (madhu-murthy@soton.ac.uk), Geoff Watson (g.watson@soton.ac.uk), Edgar Ferro (edgar.ferro@unitn.it), Lucia Simeoni (lucia.simeoni@unitn.it)
Università degli Studi di Trento - University of Southampton

ABSTRACT. Le strutture costituite da materiali granulari grossolani, quali massicciate ferroviarie, muri in gabbioni o le innovative fondazioni con gabbioni, richiedono accurate modellazioni DEM per poter essere realisticamente simulate. Al fine di ottenere modelli fedeli a tali opere, si richiede la conoscenza delle proprietà di contatto che caratterizzano il comportamento interparticellare tra i grani costituenti l'assemblaggio. Sono state svolte prove in laboratorio al fine di valutare gli effetti dell'applicazione di carichi ciclici su diverse mineralogie di grani di ghiaia posti in contatto tra di loro. Dalle prove di carico svolte, sia in direzione normale che laterale, sono stati desunti valori medi di rigidezza normale al contatto e di coefficiente di attrito interparticellare, che hanno permesso, con l'ausilio di analisi al microscopio, di classificare le diverse mineralogie esaminate in funzione del comportamento. I risultati ottenuti sono da considerarsi solo qualitativamente adeguati, ma potranno fornire spunti e utili indicazioni sulle procedure di carico e sui metodi di monitoraggio per futuri esperimenti sul contatto.

1. INTRODUZIONE

I materiali granulari grossolani sono utilizzati vari ambiti dell'ingegneria civile, tra cui le massicciate ferroviarie, le fondazioni degli edifici e i muri di gabbioni. Essi sono tipicamente ottenuti attraverso la frantumazione in cava e classificati in base alla granulometria, mineralogia e capacità di sopportazione dei carichi. Il comportamento di queste strutture è complesso. Pertanto, è necessario valutare in dettaglio le caratteristiche meccaniche e il comportamento alle sollecitazioni cicliche dei grani. Tuttavia, è necessario fare una distinzione. I materiali granulari relativamente fini (sabbie) possono essere assunti come mezzi continui e quindi il loro comportamento viene riprodotto in modo realistico utilizzando il Metodo ad Elementi Finiti (FEM). Al contrario, il comportamento dei materiali granulari grossolani, con una dimensione dei grani paragonabile a quella del problema (ghiaie e ciottoli), è consigliabile venga modellato considerando le interazioni tra le particelle, ad esempio utilizzando il metodo degli elementi discreti (DEM). Per utilizzare i metodi DEM, diventa importante prendere in considerazione non solo le caratteristiche geometriche dei grani, ma anche le proprietà di contatto.

Questo studio si propone di studiare l'effetto della mineralogia di 5 diverse ghiaie e dei carichi ciclici sul comportamento di contatto dei grani di ghiaia attraverso un piano di prove di laboratorio al fine di valutare alcune tra le più tipiche proprietà di contatto. Ciò ha permesso di caratterizzare il contatto in termini di rigidezza, coefficiente di attrito e propensione al danneggiamento per diverse mineralogie, considerando l'effetto dei carichi ciclici. Sono state eseguite prove di carico per definire la rigidezza del contatto. In particolare, sono state eseguite prove di carico ciclico in direzione normale per simulare la degradazione della superficie e prove di carico tangenziale monotono per valutare i coefficienti di attrito interparticellare. Successivamente, sono state effettuate analisi al microscopio per caratterizzare la rugosità e l'area di contatto. Le cinque mineralogie studiate, tipicamente utilizzate per gabbioni e massicciate ferroviarie, sono state: andesite, basalto, granito, gabbro e calcare.

2. CAMPI DI APPLICAZIONE

I materiali granulari grossolani nell'ingegneria civile si riferiscono a un'ampia categoria di materiali da costruzione costituiti da particelle di grandi dimensioni, come ghiaie (2-6 cm), ciottoli (6-20 cm) e blocchi (20-100 cm). Questi materiali sono utilizzati in vari ambiti, tra cui le massicciate ferroviarie, le fondazioni di edifici (ad esempio, le fondazioni con gabbioni di LedroSteel®), i muri di gabbioni e i muri a secco.

Le ghiaie vengono utilizzate per la costituzione della massicciata ferroviaria, quello strato al di sotto dei binari il cui scopo è quello di fornire un supporto stabile alle traversine, trasmettere i carichi agli strati inferiori e resistere alle forze orizzontali (Ernest T. Selig & John M. Waters., 1994).

I ciottoli sono utilizzati come riempimento nei gabbioni in rete metallica comunemente utilizzati come tipo di muro di contenimento. Si possono distinguere due tipi principali di gabbioni. I gabbioni tradizionali e più diffusi, costituiti da una rete metallica esagonale ritorta molto flessibile e i gabbioni a rete elettrosaldata, che offrono una

© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

resistenza paragonabile ai precedenti, ma con una maggiore rigidezza. Inoltre, recentemente è stato sviluppato un sistema di fondazione a secco progettato per fornire un nuovo tipo di fondazione sostenibile per edifici in legno, rimovibile e in grado di soddisfare i requisiti di un progetto finalizzato alla durabilità della struttura. Tale sistema, riportato in Figura 1, è costituito da gabbioni a rete elettrosaldata affiancati tra di loro, riempiti con aggregati grossolani frantumati, adeguatamente adattati all'uso attraverso l'inserimento di una piastra in calcestruzzo al fine di distribuire i carichi (URL: https://www.ingenio-web.it/articoli/fondazioni-a-secco-per-edifici-in-legno/).

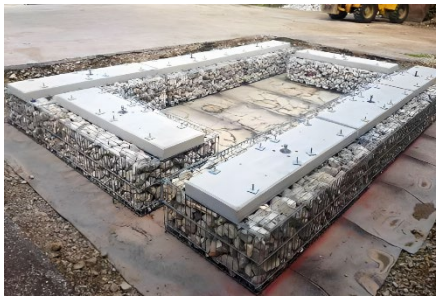


Figura 1. Esempio di fondazione con gabbioni (LedroSteel Foundation LSF).

3. SCOPO DELLO STUDIO

Il metodo degli elementi discreti (DEM) e il metodo degli elementi finiti (FEM) sono due diverse tecniche di modellazione numerica utilizzate per simulare il comportamento delle strutture. Il FEM si basa sulla discretizzazione del continuo. Al contrario, il DEM è una tecnica numerica che modella l'interazione tra le singole particelle e i confini per prevedere il comportamento dei solidi in massa.

Per le strutture poc'anzi citate e dunque nel caso di materiali granulari molto grossolani, come ghiaie e ciottoli, una migliore descrizione del loro comportamento (ad esempio legato alla deformazione permanente sotto carichi ciclici) può essere ottenuta mediante il DEM. Le informazioni tipiche richieste per definire un modello a elementi discreti includono la forma e la distribuzione granulometrica delle particelle, il rapporto di vuoto iniziale, la rigidezza di contatto normale e tangente e il coefficiente di attrito interparticellare. In tale studio sono stati svolti dei test con lo scopo di valutare la rigidezza di contatto e il coefficiente di attrito tra le particelle. Una stima realistica di questi parametri è essenziale per sviluppare un modello DEM accurato (John Harkness et al., 2016).

4. METODOLOGIA

Le prove sono state svolte utilizzando aggregati di pietra con dimensioni di 5-10 cm e diverse caratteristiche mineralogiche. Si tratta di materiali granulari frantumati e grossolani utilizzati come massicciata ferroviaria e come riempimento granulare per i gabbioni. Le diverse mineralogie testate sono riportate nella Tabella 1:

Tabella 1. Mineralogie testate.

MINERALOGIA	SIGLA	DUREZZA (MOHS)	ORIGINE
Andesite	AND	6.2	Ignea
Basalto	BAS	5.6	Ignea
Granito	GRA	5.9	Ignea
Calcare (UK)	LIM	3.1	Sedimentaria
Gabbro	QUA	5.8	Ignea
Calcare (IT)	RTN	≈3.0	Sedimentaria

Per testare il comportamento a contatto dell'aggregato lapideo è stata adottata un'apparecchiatura di prova appositamente progettata dall'Università di Southampton. Ogni prova consisteva in una coppia di particelle della stessa dimensione posizionate in modo da avere un unico punto contatto. Sono stati eseguiti due tipi di prove a carico controllato: prove di carico normale e successivamente prove di carico laterale.

© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

Le prove di carico normale sono state suddivise in 4 fasi in cui si applicavano 5 000 cicli di carico per ognuna. Un carico di 10N è stato impostato come minimo per ogni ciclo, mentre il carico massimo veniva aumentato per ogni fase successiva. Pertanto, ogni coppia di grani era sottoposta a 20 000 carichi a una frequenza di 0,82 Hz circa.

Le prove di carico laterale sono state suddivise in 2 fasi, a due diversi valori di sollecitazione assiale, 50 N e 100 N e a loro volta eseguite in 2 ripetizioni. La prima ripetizione è stata condotta sul provino fresco prima di eseguire la prova di carico assiale. Nella seconda, la prova è stata ripetuta sugli stessi grani, nello stesso punto di contatto della prova assiale, in modo che il contatto avvenisse sulla superficie danneggiata.

In ogni prova, gli spostamenti verticali e orizzontali sono stati misurati con trasformatori di spostamento lineari variabili (LVDT) posizionati sul blocco che conteneva i provini e con l'ausilio di telecamere che registravano i movimenti in prossimità del punto di contatto. In seguito, attraverso degli algoritmi di correlazione sono stati desunti gli spostamenti in entrambe le direzioni. L'intera procedura di test è riepilogata in Tabella 2.

Tabella 2. Procedura di test.

PROVA A CARICO	STAGE	CARICO ASSIALE	TIPO DI CARICO
Normale	S1	10-30 N	Ciclico
	S2	10-50 N	Ciclico
	S3	10-70 N	Ciclico
	S4	10-100 N	Ciclico
Laterale	S1	50 N (cost)	Monotono
	S2	100 N (cost)	Monotono

5. RISULTATI DEI TEST

5.1 Esperimenti di contatto normale

Tra i molteplici risultati ottenuti si riassumono di seguito i contenuti principali. Sviluppando i dati ottenuti dai test, è stato ottenuto che gli spostamenti forniti dalle videocamere sono inferiori rispetto a quelli forniti dal LVDT. Questo perché nel primo caso la deflessione viene misurata direttamente sui provini, mentre nel secondo caso viene misurato lo spostamento del supporto del provino. Di conseguenza, le rigidezze normali di contatto derivate dai dati della telecamera risultano più alte di quelle ottenute dall'analisi dei dati LVDT.

In generale, considerando tutte le prove, la rigidezza al contatto normale tende ad aumentare con l'aumentare del carico applicato e del numero di cicli di carico. Questo fenomeno è più pronunciato per gli aggregati rocciosi più morbidi come il calcare, dove la rigidezza aumenta fino al 30%, dal primo (S1) all'ultimo stadio (S4), come è possibile osservare in Figura 1, dove sono rappresentati i valori medi di rigidezza normale secante al contatto per le diverse mineralogie, per le diverse fasi di carico. Nelle seguenti rappresentazioni sono stati utilizzati i dati forniti dal LVDT, perché seppur imprecisi, hanno permesso una più corretta e pratica analisi dei dati.

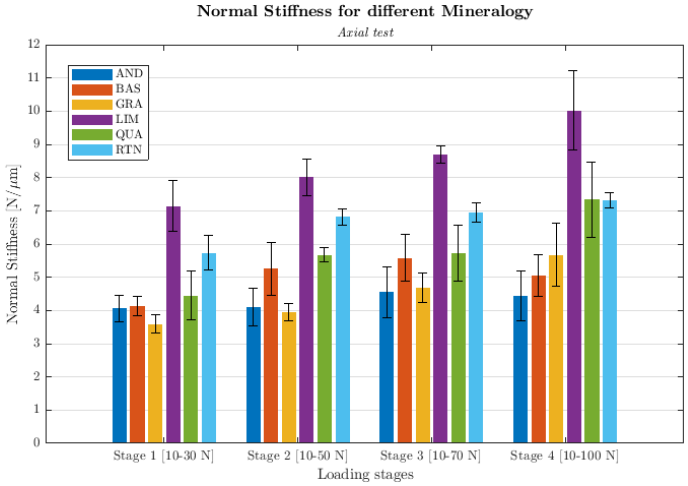


Figura 2. Rigidezza normale secante per diverse mineralogie, con spostamenti forniti da LVDT.

© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

5.2 Esperimenti di contatto tangenziale

Il comportamento dell'attrito interparticellare deve essere valutato in relazione al carico normale applicato e alle condizioni della superficie. Osservando in Figura 3 i risultati ottenuti dalle prove di carico laterali, si prevede che all'aumentare del carico verticale, l'attrito interparticellare μ_f tenda a diminuire in quanto la superficie di contatto viene danneggiata e di conseguenza anche la rugosità diminuisca con il deterioramento delle asperità.

Inoltre, complessivamente, seppur i risultati presentino una natura dispersa, l'angolo di attrito $\delta_{mob}=\tan^{-1}(\mu_f)$ assume valori compresi tra 20° e 27° al momento dello scorrimento, mentre la rigidezza tangenziale di contatto K_T è risultata variare da $1{,}5\times10^{-3}$ N/µm a 4×10^{-3} N/µm per ciascuna mineralogia.

5.3 Analisi al microscopio

I materiali morbidi (rocce calcaree) appaiono più rigidi, probabilmente perché hanno un'area di contatto più ampia e sono dunque soggetti a sollecitazioni meno localizzate. Si è ottenuto infatti che per i materiali più duri, l'area di contatto è compresa tra 0.15 e 0.30 mm^2, mentre per i materiali più morbidi è superiore a 1 mm^2. Questo comportamento è probabilmente dovuto al fatto che le rocce più morbide tendono a subire un degrado maggiore.

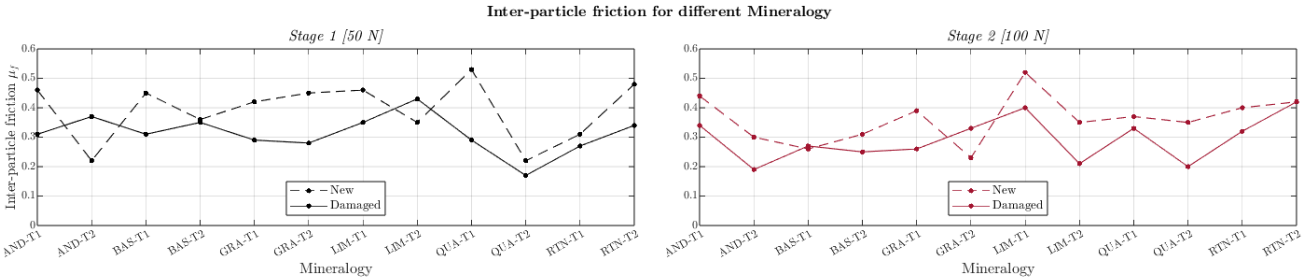


Figura 3. Attrito interparticellare per diverse mineralogie, con spostamenti forniti da LVDT. (T1 = 1ª serie di test, T2 = 2ª serie di test)

6. CONCLUSIONI

Sulla base dei risultati presentati per gli esperimenti di contatto, si possono trarre le seguenti conclusioni:

1) In base alla durezza dei minerali e ai risultati delle prove, i campioni di roccia sono stati classificati come morbidi (calcari) e duri (andesite, basalto, granito e gabbro).
2) Gli spostamenti forniti dai dati delle telecamere sono inferiori dal 40% al 100% rispetto a quelli forniti dagli LVDT, poiché questi ultimi sono influenzati dalla deformabilità dell'apparecchiatura di prova.
3) I valori di rigidezza normale di contatto, ottenuti dall'LVDT, variavano in genere da 3 N/µm a 8 N/µm per le rocce più dure e da 5 N/µm a 11 N/µm per le rocce più morbide (calcari). La rigidezza dipende dal tipo di materiale, dall'entità della forza normale e dal numero di cicli di carico.
4) La rigidezza al contatto normale tende ad aumentare con l'aumentare del carico applicato e del numero di cicli di carico, soprattutto per le rocce più morbide, fino al 30%.
5) L'area di contatto suggerisce una diversa natura del contatto tra materiali più duri e più morbidi. Varia tra 0.15 e 0,40 mm^2 per i materiali più duri, mentre arriva a 1.9 mm^2 per i materiali più morbidi (calcari).
6) I risultati suggeriscono che l'attrito interparticellare μ_f tende a diminuire all'aumentare del carico verticale. Ciò può essere spiegato dal progressivo danneggiamento e quindi dal lisciamento delle superfici rocciose. Tuttavia, i risultati sono molto dispersivi e quindi poco affidabili.
7) I valori di attrito interparticellare variavano tipicamente da 0.19 a 0.52. Di conseguenza, l'angolo di attrito assume valori fino a circa 27°, da non confondersi con l'angolo di resistenza al taglio.
8) I materiali morbidi appaiono più rigidi, probabilmente perché hanno un'area di contatto più ampia e sono soggetti a minori sollecitazioni localizzate. In generale, la rugosità risulta inferiore dopo le prove di carico ciclico.

7. BIBLIOGRAFIA

Ernest T. Selig and John M. Waters. (1994). Track Geotechnology and Substructure Management. *Thomas Telford*.

John Harkness, Antonis Zervos, Louis Le Pen, Sinthuja Aingaran, and William Powrie. (2016). Discrete element simulation of railway ballast: modelling cell pressure effects in triaxial tests. *Granular Matter*.

XII Incontro Annuale dei Giovani Ingegneri Geotecnici. IAGIG 2023. Padova, 31 Maggio - 1 Giugno 2023
© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

REUSE OF EXCAVATED SOILS AND ROCKS IN NEW PRODUCTION CYCLES AS RAW EARTH BRICKS

Marco Amici (marco.amici@geeg.it)
GEEG startup of Sapienza, University of Rome, Rome, Italy

Mariachiara Di Nauta (m.dinauta@webuildgroup.com)
Webuild S.p.A. Milan, Italy

ABSTRACT: The construction of a tunnel, independently of the excavation technique, generates large quantities of excavated soils and rocks that are all too often considered and processed as waste, consequently generating costs related to transportation and disposal that generally sum up to about 30% of the total costs of the project, and also causing considerable CO_2 emissions. Webuild and GEEG have launched a research project, Wecycle, aimed at developing an integrated management system for excavated soils. The research activity involves the analysis of numerous real tunnelling projects, in Italy and abroad, and of a relevant number of different reuse modes, from the most common, as the morphological re-profiling, to more innovative uses with high added value. In this paper only one of the investigated reuse methods is described: the production of raw earth bricks using excavated soil. Cubic samples were made using different mix designs and their unconfined compressive strength was tested, evaluating the influence of the grain size distribution, of the strength class of the cement and of the addition of straw fibers.

1. INTRODUCTION

The management of excavation activities and the reuse of excavated soil and rocks are crucial aspects in the development of an underground construction project, which, if properly optimised, could lead to significant benefits in technical, economic and environmental terms. These aspects are completely in line with the concept of Circular Economy, based on the principle of "Reduce, Reuse and Recycle" (Ghisellini et al., 2018), that promotes the efficient and sustainable management of materials – excavated soils in the case at hand – to reduce waste production as much as possible.

The rapid increase of construction activities because of a growing population and urbanisation in many parts of the world generates a large amount of construction waste. These constitute about one third of the total waste generated in the European Union (EU) with an average reuse rate of just 46% (Poulikakos et al., 2017). The huge volumes of excavated soils and rocks, often with excellent chemical/physical/mechanical characteristics, also represent a potential that is still only partially explored. For a long time regarded as waste from a normative point of view, it is now possible to consider them as subproducts and to reintroduce them into production cycles or reuse them in development projects.

Currently, the ways in which excavated soil and rock are reused are often limited to applications such as filling of disused quarries or morphological reprofiling, which in any case often entail significant transportation and disposal costs. The increasing desire and need of reusing soils and rocks from excavation (Magnusson et al., 2015), often runs up against several complexities and constraints that greatly limit actual reuse (Simion et al., 2013). To overcome these limitations and unlock the real potential for reuse of these non-renewable natural resources, Webuild and GEEG developed the Wecycle project.

The project aims to explore innovative excavated soil and rock reuse solutions, some of which have already been sporadically tested with success, others experimented in the laboratory and others that are completely new, and to integrate them into a management system for the entire process that can become a useful design tool to provide the most virtuous and effective reuse solution for each individual project on the basis of technical, environmental, economic and logistical considerations (Sebastiani et al., 2023).

In this paper only one of the reuse methods studied and tested in the Wecycle project is described: the use of excavated soils and rocks to produce unfired earth bricks. The following illustrates the preparation of the cubic samples adopting different grain size distributions and the experimental tests performed to assess the unconfined compressive strength (UCS). The influence of the strength class of the cement and of the addition of straw fibers is also analysed.

© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

2. EXPERIMENTAL ACTIVITY

2.1 Materials

To acquire data and information on how to manage excavated soil and rock belonging to different lithologies, the research activity in general was developed by using samples of soil and rock from 22 different geotechnical formations affected by the construction of tunnels and underground works in 8 major infrastructure projects in Italy and abroad.

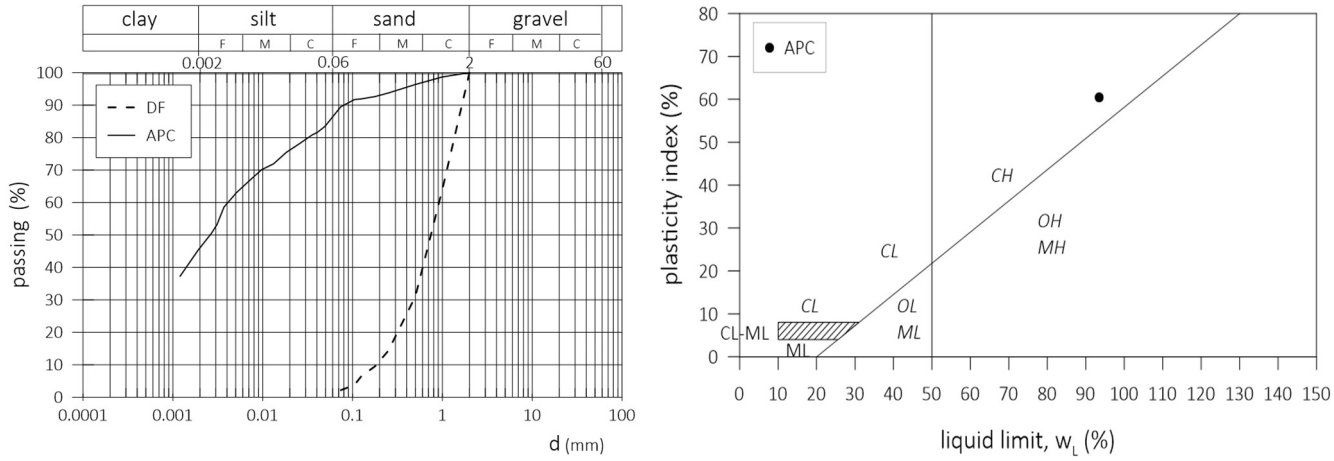
These formations were analysed in terms of:

- geotechnical characterisation (grain size distribution, Atterberg limits, specific weight of grains, ...);
- mineralogical composition by diffractometric analysis;
- chemical composition by fluorescence analysis;
- grain morphology (for sands and gravels) by process-imaging and electron microscopy;
- range of water content, void index (sands/gravels) and texture (clays/loams).

The characteristics obtained were used in the selection of the formations to be treated for making raw earth bricks. The latter, generally consist of sand, clay, and water; if it is needed to bring water-repellent properties to the brick, parts of cement are often added. Already in the past, with the *Cycle Terre Project*, the feasibility and use of soils produced by drilling for GPE (Gran Paris Express) in the production of raw earth bricks was evaluated.

A sandy formation and a silt/clay formation, respectively Df (fluvioglacial deposits) from the high-capacity railway extending from Verona to the Basis Brenner Tunnel (Fortezza Ponte Gardena site), and APC (Calaggio polychrome shales) from the Naples-Bari high-speed railway (Hirpinia/Orsara site), were selected for this study.

The soil classification was performed following the relevant standards (AGI 1994 and ASTM D 4318). The grain size distribution curves reported in Figure 1a show that Df is a sand with traces of fine, while APC is a silt with clay and 12% of sand (the soils were previously sieved to diameters smaller than 2 mm). According to the Casagrande plasticity chart (Figure 1b) these fines are CH, with a liquid limit equal to 93% and a plastic limit equal to 33%, thus resulting in a plasticity index equal to 60%. Df is 40% quartz, while APC only 14% with 25% of illite / smectite . Concerning the chemical composition, both soils are mostly siliceous (69% and 50% respectively).



a) b)

Figure 1. a) grain size distribution; b) APC Casagrande plasticity chart.

2.2 Methods

The raw earth bricks were made in cubes of 4 cm sides using three different Df-APC ratios (40-60%, 50-50%, 60-40%). The water contents were set to 25%, which is the value that provides the mix with better workability and is also not far from the values recorded by the conditioned soils in TBMs.

The production of bricks followed these steps (Figure 2):

1. powders (Df, APC and cement) are mixed in relation to the chosen mix design without the addition of water.
2. water is added up to a water content of 25%;
3. the powders are mixed manually until the water is completely absorbed;
4. the prepared mixture is divided into three parts, which will be used in the making of three raw earth bricks;
5. for making a brick, the mixture is divided into 3 parts further. The first part is placed in the mold and then pressed using hand press, at this stage, to avoid the formation of preferential sliding surfaces, cuts are made

© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

on the surface where the second part of the mixture is then placed;
6. to standardize the process, the first and second layers are pressed for 2 minutes and the third for 5 minutes,
7. bricks are cured under controlled conditions (humidity above 95% and temperature of 25± 2°C) and present a porosity index around 0.42;
8. unconfined compressive strength tests were performed at 7 to 14 and 28 days of curing.

a) *b)* *c)*

Figure 2. a) press; b) molds; c) raw earth bricks.

The main goal of the study was to evaluate the mechanical characteristics of the raw earth bricks, namely the UCS at this stage. As mentioned above, the tests involved several mix designs (Df/APC ratios). Further, the influence of the cement type (32.5R, 42.5R a 52.5R class II) and dosage (3, 5, 7.5, 10, 12.5%) was investigated. Finally, the effects of the addition of straw fibers (2.5, 5, 10%) to the mix were assessed.

3. RESULTS

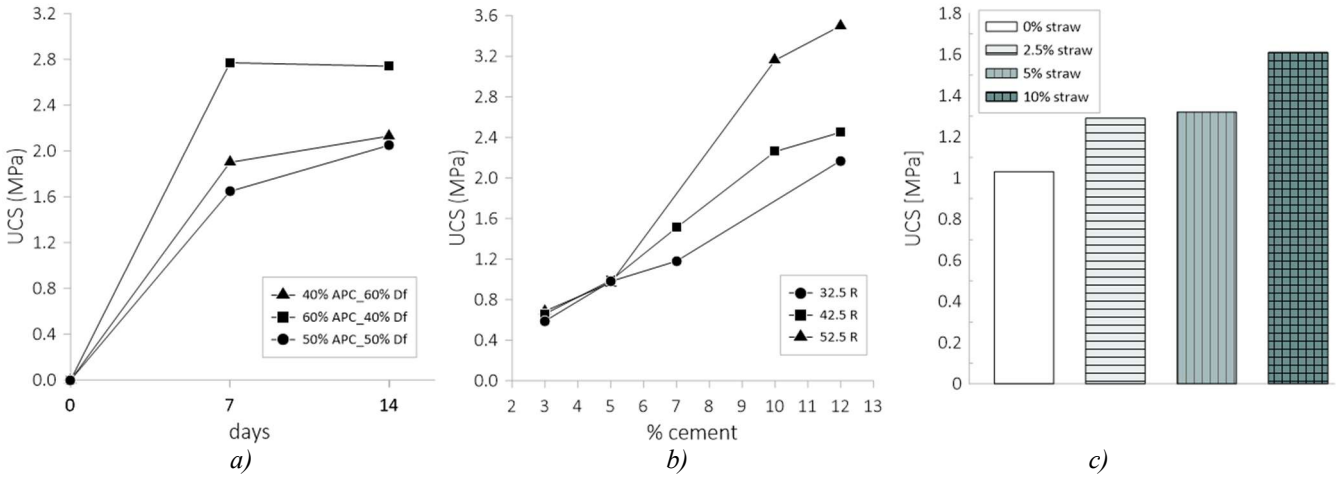
This paragraph reports the results of the experimentation. To ensure the reliability of the results, all tests were carried out in triplets (the values reported herein are the averages). In order to isolate and further investigate the influence of the parameters studied, it was decided to keep certain parameters constant at each stage.

The first phase (Figure 3a), involved the investigation and influence of the percentage of Df and APC on the strengths, while cement dosages and cement class were kept constant (class 52.5R, dosage 8%)The sample with 60% APC and 40% Df shows the best mechanical properties; its UCS is roughly 40% higher than the other samples at 14 days (2.8 MPa against 2 MPa). Samples made with a lower percentage of APC showed smaller unconfined compressive strength and also a slightly slower increase during time. The 28 day maturation results were not available due to problems in the laboratory, but we can imagine and predict a modest increase in resistances compared to those obtained from 14 day samples.

The second phase (Figure 3b) reports the influence of the cement class and dosage used in the preparation of the bricks. All results were obtained on sample cured at 28 days, made with different cement dosages (3, 5, 7, 10, 12.5%) and at 3 different cement classes, keeping the proportions between APC and Df constant (50% - 50%). The samples prepared with the cement with class 32.5R exhibit compressive strength values of 2MPa, those with class 42.5R 2.4MPa, and sample with the 52.5R about 3.5MPa. At low cement dosages, the difference in classes seems to have a negligible effect.

In Figure 3c, the strength values obtained on 7-day cured samples were compared by varying the percentage of straw fibres contained in the mix design. A mix of 50% APC and 50% Df with 5% of cement class 42.5 was used. As the fibres increase, the characteristics exhibited increase; in fact, the test with 10% straw have compressive strength values of 1.6MPa, compared to 1.03 MPa of those without straw, increasing unconfined compressive strengths by approximately 60 %. As per the size of the fibers, they were defined in proportion to the size of the cubic specimens with a maximum length of 1 cm.

© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177



a) *b)* *c)*

Figure 3.UCS tests: a) influence of the mix design at 7-14 days of curing; b) influence of the cement class and dosage at 28 days of curing; c) influence of the straw fibers at 7 day of curing.

4. CONCLUSIONS

The experimental activity described in the paper provides some insights into the mechanical characteristics of raw earth bricks produced using excavated soil and rocks and therefore about their potential in a virtuous circular economy model. The main conclusions are reported below:

1. the mix with 60% APC and 40% Df exhibits the highest mechanical properties. The prevalence of clay in the mix design had a significant influence on the strength of the brick, making it consequently more suitable for construction uses;
2. increasing the strength class of the cement provides higher mechanical properties. Comparing the results obtained at 28 days between the mixes with cement type 32.5R and 52.5R, an increase of approximately 75% is observed with the dosage of 12.5% cement in design mix.
3. the inclusion of straw fibers in the production process brings significant benefits in terms of strength, stiffness and ductility. An increase of strength about 60% compared to specimens without fibres was recorded.

Evidently, several aspects of this broad topic can still be explored and need further investigation. In particular it would be useful to evaluate the variation of mechanical characteristics when varying, not the resistance class of the cement, but the type (I, II, III or IV). Other topics that should be addressed include durability and behaviour in contact with water or the evaluation of acoustic and thermal insulation characteristics.

Nonetheless, the results reported above suggest a concrete yet improvable way of reusing excavated soils and rocks, ultimately pursuing the development of a management system integrated into the circular economy framework.

5. BIBLIOGRAPHY

AGI (1994). Raccomandazioni sulle prove geotecniche di laboratorio

ASTM, D. 4. 0. (2010). Standard test methods for liquid limit, plastic limit, and plasticity index of soils. D4318-10.

Ghisellini P., Ripa M., Ulgiati S. (2018). Exploring environmental and economic cost benefits of circular economy approach to the construction and demolition sector. A literature review. *Journal of Cleaner Production*, 178, 618-643.

Poulikakos L.D, Papadaskalopoulou C., Hofko B., Gschösser F., Cannone Falchetto A., Bueno M., Arraigada M., Sousa J., Ruiz R., Petit C., Loizidou M., Partl M.N. (2017). Harvesting the unexplored potential of European waste materials for road construction. *Resources, Conservation and Recycling*, 116, 32-44.

Magnusson S., Lundberg K., Svedberg B., & Knutsson S. (2015). Sustainable management of excavated soil and rock in urban areas–a literature review. *Journal of Cleaner Production*, 93, 18-25.

Simion I.M., Fortuna M.E., Bonoli A., Gavrilescu M., 2013. Comparing environmental impacts of natural inert and recycled construction and demolition waste processing using LCA. *J. Environ. Eng. Landsc. Manag*. 21, 273 e 287.

Sebastiani D., Bavasso I., Amici M., Valiante N., Di Nauta M., Santamicone M., De Carli G. (2023). Circular economy and reuse of excavated materials from TBM excavations. *Proceedings of the World Tunnel Congress (WTC) 2023, Athens, Greece*. Accepted for publication.

XII Incontro Annuale dei Giovani Ingegneri Geotecnici. IAGIG 2023. Padova, 31 Maggio - 1 Giugno 2023
© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

ANALISI NUMERICHE DEM DI INTERAZIONE TERRENO-GEOGRIGLIA

Giovanni Stocco (stockgiov@gmail.com)
Dipartimento ICEA, Università degli Studi di Padova, Italia

Francesco Zarattini (francesco.zarattini@phd.unipd.it)
Dipartimento ICEA, Università degli Studi di Padova, Italia

Antonio Pol (antonio.pol@univ-eiffel.fr)
Dipartimento ICEA, Università degli Studi di Padova, Italia

Oliver Deter (deter@huesker.de)
Huesker GmbH, Germania

Laura Carbone (carbone@huesker.de)
Huesker GmbH, Germania

Christian Lackner (Christian.Lackner@3g.at)
3G Gruppe Geotechnik Graz ZT GmbH, Austria

Fabio Gabrieli (fabio.gabrieli@unipd.it)
Dipartimento ICEA, Università degli Studi di Padova, Italia

ABSTRACT. L'analisi dell'interazione geogriglie-terreno risulta particolarmente importante per ottimizzare i materiali e le geometrie al fine di ottimizzare il rinforzo ed è condotta tipicamente con prove di laboratorio. Dal punto di vista numerico, il metodo degli elementi discreti (DEM) si è dimostrato un valido strumento per analizzare nel dettaglio le specificità dell'interazione geogriglia-terreno sia a livello locale che macroscopico. Nel presente studio è stato utilizzato un modello 3D-DEM per simulare prove di estrazione di geogriglie eseguite in laboratorio (test di pull-out). Le caratteristiche e le proprietà micro-meccaniche degli elementi costituenti la geogriglia sono state calibrate e confrontate con prove eseguite in laboratorio su una geogriglia tessuta in PET. I terreni granulari sono stati simulati nel modello numerico utilizzando sia particelle sferiche di differenti dimensioni, sia gruppi di più sfere sovrapposte (clumps), in grado di simulare più realisticamente la forma irregolare della ghiaia.

1. INTRODUZIONE

Il comportamento meccanico delle geogriglie utilizzate per le terre rinforzate dipende dalle loro proprietà intrinseche (forma, materiale) e dalla interazione con le diverse tipologie di terreno. Considerando i terreni granulari, è di particolare interesse lo studio dell'influenza della forma e dimensione dei grani rispetto alle maglie della geogriglia, e per quest'ultima la diversa dimensione e spessore degli elementi longitudinali e trasversali. Tali fattori, infatti, possono favorire o meno l'incastro delle particelle di terreno fra le maglie della geogriglia, con conseguente minor propensione allo scivolamento di quest'ultima, in favore di un comportamento rigido in caso di applicazione di una forza di trazione.

Nel presente studio è stato utilizzato un modello agli elementi discreti per simulare una geogriglia tessuta in PET, i cui elementi sono stati modellati mediante particelle sferiche legate fra loro mentre le particelle di terreno sono state modellate sia mediante particelle sferiche sia mediante gruppi di più sfere sovrapposte (clumps) per simulare le forme più irregolari della ghiaia. Le proprietà micromeccaniche dei legami fra le sfere costituenti la geogriglia numerica sono state calibrate sulla base di risultati di prove eseguite in laboratorio su una geogriglia reale. A seguito della calibrazione sono state simulate mediante il modello prove di estrazione della geogriglia dal terreno, considerando diversi possibili scenari riguardanti il terreno.

2. MODELLO NUMERICO

2.1 Geogriglia

Le maglie della griglia possono essere modellate con i DEM utilizzando diversi approcci: mediante nodi, cilindri oppure particelle legate (Gabrieli et al., 2017). Quest'ultimo approccio delle "particelle legate" è stato

© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

implementato nel presente studio, essendo il più accurato, in grado di simulare la resistenza a trazione e la rigidità a flessione degli elementi della geogriglia. Nel presente studio è stato utilizzato il codice DEM open-source Yade per modellare una geogriglia tessuta in PET, i cui elementi sono simulati mediante particelle sferiche di diverse dimensioni, unite fra loro da forze normali, tangenziali e rotazionali. Ciò ha permesso (a) di analizzare le proprietà a trazione e flessione degli elementi; (b) di simulare la sezione trasversale variabile degli elementi; (c) di simulare realisticamente la geometria degli elementi longitudinali.

Nel presente studio è stata considerata la geogriglia rivestita e tessuta in PET Fortrac® realizzata dalla Ditta Huesker (Fig. 1). Gli elementi longitudinali formano una spirale mentre gli elementi trasversali sono costituiti da fili fra loro indipendenti a formare una fascia flessibile. L'apertura della maglia è pari a 2 cm in entrambe le direzioni mentre lo spessore massimo è pari a 3 mm.

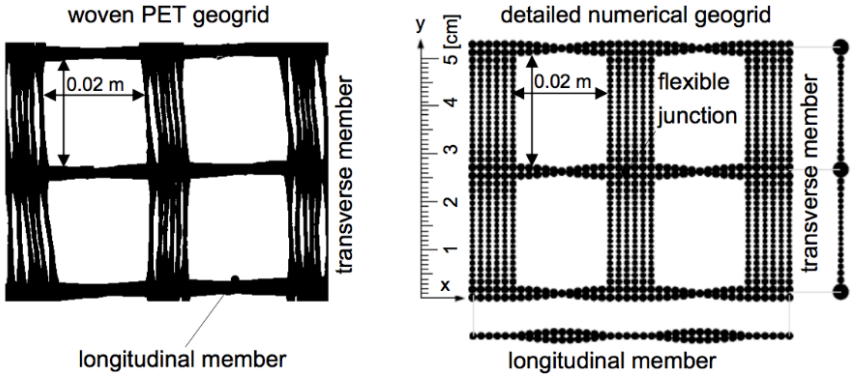


Figura 1. Geogriglia tessuta in PET Fortrac® prodotta dalla Huesker e relativo modello numerico.

Al fine di calibrare le proprietà meccaniche dei legami delle sfere costituenti la geogriglia, sono state considerate prove di laboratorio a trazione e flessione in entrambe le direzioni, trasversale e longitudinale. A titolo di esempio in Fig. 2 sono riportati i risultati per la direzione longitudinale. Nella prova di trazione la geogriglia evidenzia un comportamento pressoché elastico lineare fino alla rottura, al raggiungimento della massima resistenza a trazione.

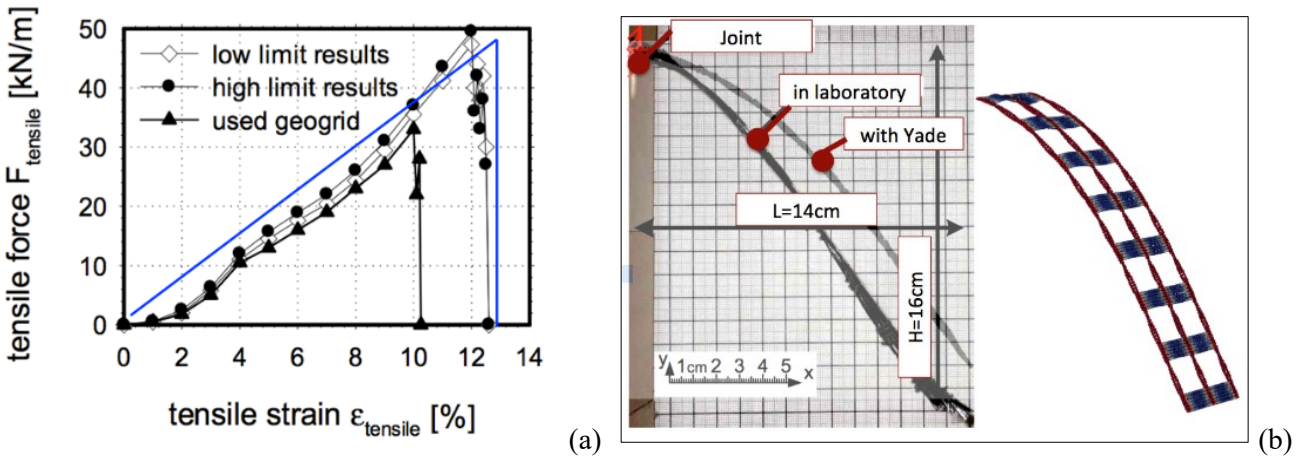


Figura 2. (a) Risultati reali (curva nera) e simulati (curva blu) di prove di trazione della geogriglia (modificato da Lackner, 2012) (b) visione laterale di una prova a flessione (modificato da Dijak, 2012).

Dalle analisi di sensibilità sono stati determinati il modulo di Young, la resistenza normale e tangenziale e la rigidezza a rotazione al contatto tra le particelle che costituiscono la geogriglia (Tab. 1).

Tabella 1. Caratteristiche meccaniche delle particelle per la modellazione della geogriglia.

Diametro particelle	**Modulo di Young**	**Resistenza normale e tangenziale**	**Rigidezza rotazionale**
mm	**Pa**	**Pa**	**-**
0.5-0.78	3.5e9	8.7e8	0.02

© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

2.2 Terreno granulare

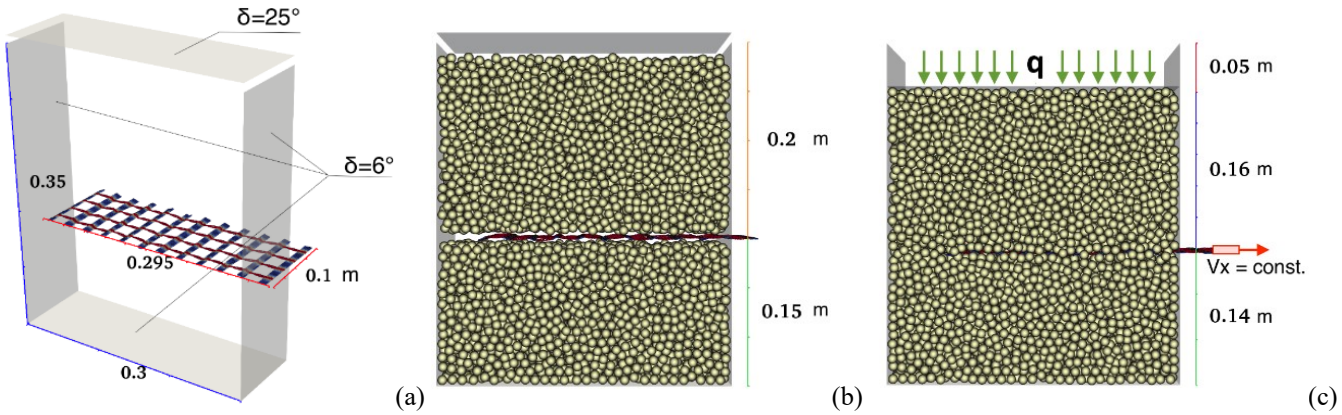
Nel presente studio sono stati considerate due tipologie di terreno granulare: il primo costituito da particelle sferiche (tipo A) ed il secondo costituito da clumps per simulare le particelle angolari (tipo B). La prima tipologia di terreno, facilmente modellabile, permette di analizzare i meccanismi di interazione mantenendo una bassa complessità e tempistica computazionale per l'esecuzione delle simulazioni. La forma delle particelle angolari è stata analizzata mediante fotogrammetria 3d di alcune particelle di ghiaia reali, successivamente simulate nel modello mediante la creazione di aggregati (clumps) di sfere sovrapposte fra loro (Fig. 3). Le proprietà micromeccaniche dei grani sono state calibrate in precedenti prove di laboratorio (Zarattini et al. 2019).

(a) (b)

Figura 3. (a) Esempio di ricostruzione 3d della superficie di una particella di ghiaia e (b) relativo clump generato applicando la procedura di sovrapposizione fra sfere.

3 SIMULAZIONE PROVE DI ESTRAZIONE (PULL-OUT)

Il box per la prova di estrazione è stato modellato con le dimensioni 0.3 x 0.1 x 0.35 m (Fig. 4), considerando i criteri suggeriti dalla letteratura per l'esecuzione di prove di pull-out (ASTM, 2001; Konietzky et al., 2004; Moraci & Recalcati, 2006; Palmeira, 2009). In direzione trasversale sono state applicate condizioni periodiche cosicché la dimensione trasversale (di soli 0.1 m) non costituisce un confinamento di tipo "parete" ma in realtà simula un box infinitamente largo. Ciò permette di simulare condizioni realistiche e al tempo stesso di contenere le tempistiche di calcolo, altrimenti elevate. La piastra rigida superiore applica una forza verticale prefissata che simula il confinamento del terreno e della geogriglia a diverse profondità. L'angolo d'attrito delle superfici è stato opportunamente fissato al fine di ridurne l'influenza sulle interazioni fra geogriglia e terreno (Palmeira & Milligan, 1989; Palmeira, 2009). La lunghezza del campione di geogriglia è pari a 295 mm (Fig. 4).



(a) (b) (c)

Figura 4. (a) Box di estrazione e geogriglia; (b) posizione iniziale degli elementi modellistici prima dell'avvio della simulazione; (c) applicazione del carico verticale e inizio della simulazione della prova di estrazione con l'applicazione di una velocità costante all'estremità esterna della geogriglia.

A seguito dell'inserimento delle geogriglia e del terreno, e dell'applicazione del confinamento mediante una velocità verticale variabile della piastra superiore, la simulazione della prova di estrazione ha inizio con l'applicazione di una velocità orizzontale costante alla geogriglia pari a 0.05 m/s (Fig. 4c).

© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

4 RISULTATI

Le simulazioni hanno permesso di osservare ed analizzare nel dettaglio i fenomeni di interazione fra geogriglia e terreno fino alla rottura per scivolamento o per raggiunto carico massimo di trazione. La Fig. 5 illustra il movimento registrato dalle particelle di terreno e la distribuzione delle forze di trazione sulla geogriglia poco prima della sua rottura.

In particolare le simulazioni con diversi scenari hanno permesso di analizzare gli effetti del confinamento e gli effetti dell'utilizzo di un terreno realistico con particelle irregolari. Si è osservato che un maggior confinamento induce ad una rottura della geogriglia per minori deformazioni, mentre un basso confinamento provoca il rottura per scorrimento. Analogamente particelle angolari del terreno accentuano il comportamento fragile con il verificarsi di un rottura precoce della geogriglia.

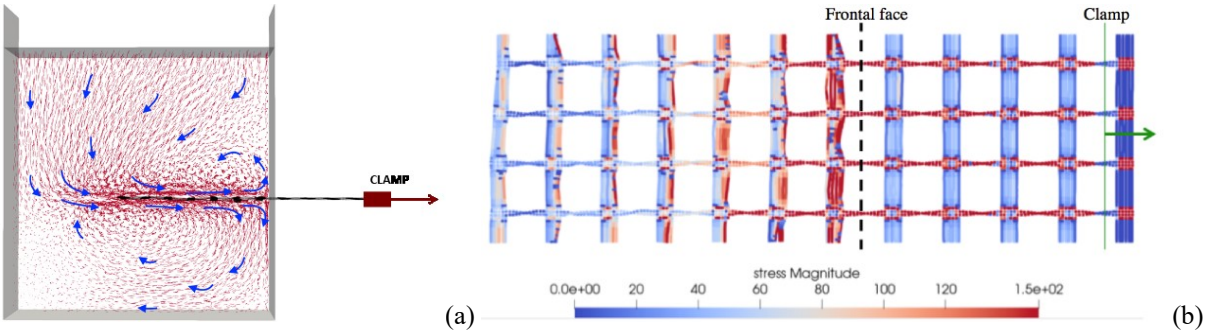


Figura 5. (a) Vista laterale del movimento delle particelle del terreno di tipo A durante la prova di estrazione; (b) Vista superiore della distribuzione degli sforzi a trazione nella geogriglia prima della rottura.

5 CONCLUSIONI

Il meccanismo d'interazione di una geogriglia flessibile con un terreno granulare è stato analizzato utilizzando la metodologia DEM e considerando la prova di pullout. L'utilizzo di un approccio micromeccanico ha permesso la simulazione dell'effetto di incastro fra geogriglia e particelle di terreno. I risultati numerici mostrano l'importante effetto delle forze di confinamento sulla tipologia di rottura. L'utilizzo di particelle di forma angolare permette di valutare condizioni maggiormente realistiche con un conseguente incremento della resistenza a rotazione delle particelle e del comportamento rigido dell'interazione terreno-geogriglia.

6 BIBLIOGRAFIA

ASTM D6706-01, 2001. Standard test method for measuring geosynthetic pullout resistance in soil. Annual Book of ASTM Standards. ASTM International, West Conshohocken, USA. http://www.astm.org.

Dijak, M. 2012. Dreidimensionale numerische Modellierung von Laborversuchen mit Geokunststoffen unter Verwendung der Diskreten Elemente Methode. Master thesis, Graz University of Technology, Institute of Soil Mechanics and Foundation Engineering (in German).

Gabrieli, F., Pol, A. & Thoeni, K., 2017. Comparison of two DEM strategies for modelling cortical meshes. In *PARTICLES V: proceedings of the V International Conference on Particle-Based Methods: fundamentals and applications* (pp. 489-496). CIMNE.

Konietzky, H., te Kamp, L., Groeger, T. & Jenner, C., 2004. Use of DEM to model the interlocking effect of geogrids under static and cyclic loading. *Numerical modeling in micromechanics via particle methods*, pp.3-12.

Lackner, C. 2012. Prestressed reinforced soil Concept, investigations and recommendations, PhD thesis, Technical University Graz, Graz, Austria.

Moraci, N. & Recalcati, P. 2006: Factors affecting the pullout behaviour of extruded geogrids embedded in a compacted granular soil. *Geotextiles and Geomembranes*, 24(4): 220- 242.

Palmeira, E.M. & Milligan, G.W., 1989. Large scale direct shear tests on reinforced soil. *Soils and foundations*, 29(1): 18-30.

Palmeira, E.M. 2009. Soil–geosynthetic interaction: Modelling and analysis. *Geotextiles and Geomembranes*, 27(5): 368-390.

Zarattini, F., Pol, A., Schenato, L., Tecca, P. R., Deganutti, A. M., Garcia-Ruiz, A., Soriano-Amat, M., Gonzàlez-Herràez, M., Martins, H. F., Pasuto, A., Palmieri, L., & Gabrieli, F. 2019. Preliminary numerical and experimental tests for the study of vibration signals in dry granular flows. *6th International Conference on Particle-Based Methods. Fundamentals and Applications, Particles 2019*, 305–312.

XII Incontro Annuale dei Giovani Ingegneri Geotecnici. IAGIG 2023. Padova, 31 Maggio - 1 Giugno 2023
© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

SESSIONE 2

Opere e Sistemi Geotecnici

© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

XII Incontro Annuale dei Giovani Ingegneri Geotecnici. IAGIG 2023. Padova, 31 Maggio - 1 Giugno 2023
© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

PROGETTARE LA PROVA DI CARICO DI UNA BANCHINA PORTUALE

Pierluigi Alesiani (p.alesiani@pm.univpm.it)
Paolo Ruggeri, Viviene M. E. Fruzzetti, Giuseppe Scarpelli
Università Politecnica delle Marche, Dipartimento SIMAU

ABSTRACT
L'intervento di adeguamento strutturale di una banchina portuale a nuove esigenze operative, che prevedono fondali profondi e sovraccarichi elevati, ha fornito lo spunto per una riflessione sui criteri da adottare per la progettazione di una prova di carico da eseguirsi ai fini del collaudo statico dell'opera. A differenza delle usuali prove sui singoli elementi strutturali (pali, ancoraggi, ecc.), l'esecuzione di una prova di carico sul "sistema-banchina" è guidata da questioni di fattibilità tecnica ed economica legate al suo notevole sviluppo lineare e necessita quindi di attente valutazioni preliminari. Nella nota, sulla base dei risultati di un modello numerico FEM 3D, si individuano alcuni requisiti essenziali da rispettare per la definizione di una prova che sia rappresentativa del buon comportamento dell'opera e al contempo sostenibile in un contesto di risorse pubbliche limitate.

1. INTRODUZIONE

La realizzazione di infrastrutture sempre più complesse e sfidanti in contesti ambientali difficili sta aumentando la rilevanza delle prove di carico eseguite in sito come mezzo per verificare il comportamento delle opere in presenza delle azioni di progetto, in analogia a quanto viene correntemente fatto per ponti e viadotti. Un esempio è quello delle banchine portuali che a causa del "gigantismo navale" devono essere adeguate a fondali profondi e sovraccarichi elevati sui piazzali operativi (Ruggeri et al., 2019). Per queste opere dal notevole sviluppo lineare, l'esecuzione di prove di carico in vera grandezza presenta delle oggettive difficoltà esecutive rispetto alle quali si auspica un utile confronto tra ricercatori e figure professionali che operano nel settore. In quest'ottica, vengono qui presentate alcune analisi numeriche relative ad una banchina di recente adeguamento. Un modello numerico 3D agli elementi finiti ha consentito di valutare gli effetti indotti da prove con configurazioni di carico di diversa estensione planimetrica. I risultati dello studio offrono alcuni spunti di riflessione per la progettazione di una prova di carico sostenibile su di una banchina portuale così da bilanciare la necessaria richiesta di rappresentatività dei risultati delle prove con l'onerosità della loro realizzazione.

2. LA PROVA DI CARICO PER LE COSTRUZIONI: QUADRO NORMATIVO

Le prove di carico in generale vengono eseguite con l'obiettivo di valutare se la struttura, o l'elemento strutturale, sia in grado di resistere alle azioni di progetto con un adeguato margine di sicurezza e che i carichi di esercizio non producano deformazioni o danneggiamenti che rendano l'opera inutilizzabile o rapidamente degradabile.

Nel quadro normativo vigente per le costruzioni, definito dalle NTC 2018, le prove di carico sono esplicitamente richieste per alcuni elementi strutturali (pali e tiranti di ancoraggio) e per alcune strutture nel loro complesso (ponti stradali e ferroviari), tipicamente nell'ambito del Collaudo Statico. In tale contesto, la prova di carico è indicata come uno strumento per "*identificare la corrispondenza del comportamento teorico con quello sperimentale*" utile alla formazione del convincimento del Collaudatore sulla sicurezza dell'opera. Tenendo presente le grandezze significative per descrivere il comportamento dell'opera e le prestazioni attese, nel programma delle prove di carico vengono indicate entità e procedure relative alle azioni da applicare, nonché le modalità di misura degli effetti di tali azioni. Il capitolo 9 delle NTC 2018, dedicato al collaudo statico, richiede che la prova di carico verifichi il comportamento delle opere sotto le massime azioni di esercizio indicando pertanto come combinazione delle azioni da applicare quella caratteristica rara (*SLE-rara*). Questo requisito, che si colloca nel quadro della valutazione della sicurezza con il metodo semi-probabilistico agli stati limite, può in alcuni casi scontrarsi con questioni di fattibilità tecnica, esecutiva ed economica. Mezzi, uomini e tempi a disposizione per ricreare in scala reale le combinazioni di carico allo SLE, così come previste dal progetto, risultano talora inadeguati e insufficienti, soprattutto quando, come nel caso delle banchine portuali, si vogliano eseguire prove di carico sull'opera nel suo complesso. D'altra parte, nel §$C9$ della Circolare esplicativa si parla di applicazione della

© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

combinazione rara "*quando possibile"*, tanto che viene richiesto uno "*specifico calcolo*" della struttura (o dell'elemento esaminato) i cui risultati, in termini di stato tensionale e deformativo, siano confrontati con i risultati della prova sperimentale.

Ma a questo punto, qualora non possa essere ragionevolmente raggiunta la severità della combinazione *SLE-rara*, quali possono essere i criteri per progettare una prova significativa in vera grandezza? Se da un lato sembra infatti ovvio che eseguire una prova di carico sul sistema sia comunque meglio che affidare il convincimento sulla sicurezza dell'opera unicamente ad altre considerazioni (verifica delle ipotesi di progetto, prove sui materiali e prove di carico su alcuni elementi…) dall'altro è lecito chiedersi quale sia l'entità del carico di prova in grado di fornire sufficienti informazioni per comprendere compiutamente come l'opera risponderà alle azioni e deformazioni a cui sarà soggetta.

Si anticipa sin da ora che, secondo il parere degli autori, le azioni applicate durante la prova debbano quantomeno determinare una variazione misurabile con ragionevole certezza statistica di alcune grandezze significative monitorabili in situ (forze, spostamenti, deformazioni). Inoltre, se la prova di carico non raggiunge la condizione *SLE-rara*, è essenziale che il giudizio sull'esito della prova possa avvalersi di un modello numerico interpretativo sufficientemente sofisticato che permetta di verificare la congruità della risposta osservata alle azioni applicate. La prova di carico risulterà in ogni caso tanto più significativa quanto più si avvicinerà alla condizione *SLE-rara*.

3. IL CASO STUDIO

Una vecchia banchina operativa nel porto commerciale di Ravenna è stata recentemente oggetto di un intervento strutturale di adeguamento alle attuali esigenze operative che prevedono un sovraccarico sui piazzali di 60 kPa ed un fondale a -13,0 m sul livello del mare. I lavori hanno previsto la costruzione di una struttura totalmente nuova, realizzata a tergo dell'esistente e resa a questa solidale. L'intervento, progettato per affidare l'intera sicurezza dell'opera alle sole nuove strutture, si compone di una paratia di pali trivellati collegati in testa da una robusta trave di coronamento in c.a., la quale va a incorporare la trave preesistente e alloggia le testate di ancoraggio di un allineamento di nuovi tiranti a bulbo iniettato. Infine, una maglia di pali a spostamento laterale (FDP) è stata realizzata per ridurre il rischio di liquefazione delle sabbie e migliorare le prestazioni della pavimentazione. I terreni presenti nel volume significativo dell'opera sono di origine geologicamente recente e generalmente caratterizzati da proprietà meccaniche modeste: lo strato più superficiale è un deposito di sabbia limosa mediamente addensata, seguito da uno di argilla limosa poco consistente, normalmente consolidata. Più in profondità, un sottile strato di sabbia delinea il passaggio ai depositi alluvionali pleistocenici di caratteristiche meccaniche migliori.

La Figura 1 mostra il modello geotecnico di una sezione trasversale tipo del banchinamento: gli elementi strutturali preesistenti sono disegnati in nero, mentre quelli nuovi in rosso.

Al termine dei lavori, le prestazioni della banchina nei confronti dei sovraccarichi operativi di progetto verranno valutate attraverso l'esecuzione di una prova di carico.

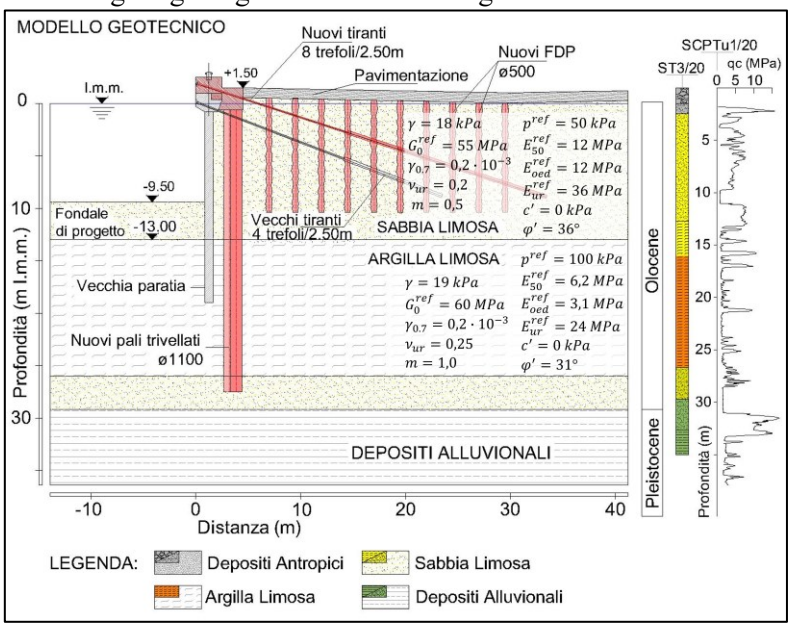


Figura 1. Modello geotecnico con vista in sezione dell'opera.

3.1 Modello FEM 3D

Il modello tridimensionale agli elementi finiti utilizzato per le analisi numeriche del presente studio include tutti i principali componenti del sistema opera-terreno: unità geotecniche, pavimentazione, paratia nuova ed esistente, trave di coronamento, tiranti e pali a spostamento. La larghezza del modello, pari a 50 m, comprende il concio di banchina compreso tra due giunti della trave, mentre altezza e lunghezza sono state scelte in ragione del volume significativo dell'opera e per limitare gli effetti di bordo. La mesh 3D di elementi finiti tetraedrici a 10 nodi

© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

è illustrata in Figura 2. Le componenti strutturali, paratie e trave, sono state modellate come elementi di volume elastici, mentre la fondazione degli ancoraggi e i pali come elementi di tipo "*embedded beam*". Per entrambe le principali unità geotecniche è stato adottato il modello costitutivo elasto-plastico "*Hardening Soil with Small Strain Stiffnes*s". I parametri di input adottati, indicati in Figura 1, sono stati calibrati sulla base dei risultati di prove in sito e di laboratorio. Le analisi, svolte in condizioni drenate, sono state eseguite con il software *Plaxis 3D* e le fasi costruttive più rilevanti, dalla costruzione della banchina all'intervento di adeguamento strutturale, sono riprodotte per simulare correttamente l'intera storia tensionale. Per modellare la prova di carico sono stati inseriti dei carichi di superficie applicati alla pavimentazione, uniformemente distribuiti. Per ulteriori dettagli sulla modellazione, non riportati in questa nota per brevità, ci si potrà riferire ad Alesiani et al. (2023).

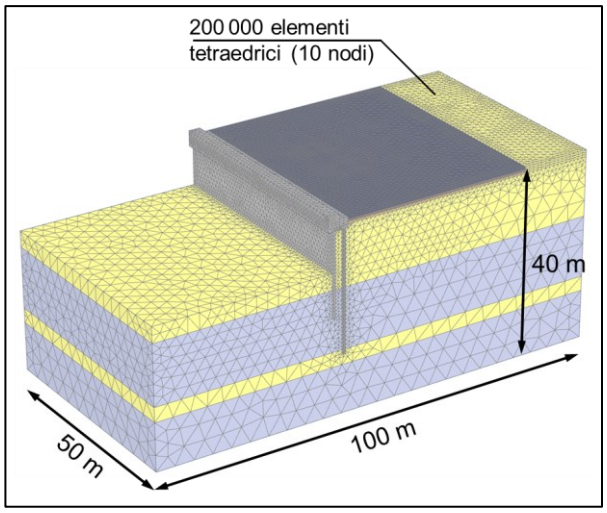


Figura 2. Mesh 3D agli elementi finiti.

3.2 Configurazioni di carico per le prove

Le Raccomandazioni AGI (1977) indicano, per un'opera a sostegno di uno scavo di altezza H, un volume di influenza che si estende a monte per 2H ed in profondità per 1,5H. In linea con tali suggerimenti, le analisi 2D per il progetto dell'opera nella condizione di esercizio (SLE) erano state eseguite applicando un sovraccarico pari a 60 kPa, uniformemente distribuito sui piazzali di un concio di banchina lungo 50 m, esteso a monte del paramento per una larghezza pari a 2H, cioè 30 m. Tale condizione di carico, che costituisce il riferimento base per la simulazione della prova di collaudo della banchina, viene denominata configurazione n.1 (Figura 3). Realizzare in pratica tale configurazione di prova risulta particolarmente oneroso e, attraverso la modellazione, è stata quindi valutata l'efficacia di prove con disposizioni di carico di limitata estensione.

Per dare alle valutazione eseguite un carattere quanto più possibile generale, la scelta delle configurazioni di carico da considerare è stata fatta rispettando dei criteri geometrici tra area di carico e dimensioni fondamentali del sistema terreno-opera di sostegno. Come rappresentato negli schemi di Figura 3, le configurazioni di carico n.2 e n.3 sollecitano il cuneo di spinta attivo passante rispettivamente per il piede dello scavo e per il piede della paratia; tali aree di carico, di estensione 0,5H × H (n.2) e H × 2H (n.3) hanno una forma rettangolare con il lato più lungo disposto in direzione longitudinale alla banchina e con un lato pari al doppio dell'altro. La configurazione di carico n.4 interessa una sezione dell'intero volume significativo a tergo dell'opera ed ha estensione 2H × H con il lato lungo in direzione trasversale alla banchina. Si fa notare che, proprio in un'ottica di individuazione di una soluzione efficace ma in grado di ottimizzare le risorse disponibili, le configurazioni di carico n.3 e n.4 hanno la stessa dimensione in pianta e differiscono solo per la loro disposizione rispetto alla banchina.

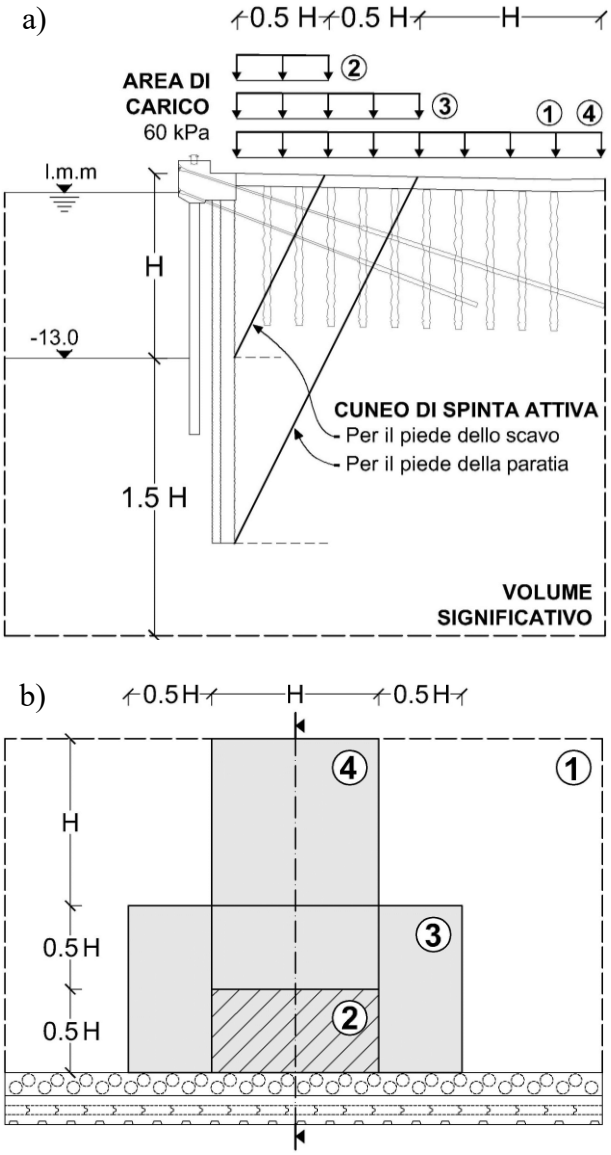


Figura 3. Configurazioni di carico analizzate: a) sezione verticale; b) vista in pianta.

© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

4. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

La Figura 4 mostra i risultati delle analisi numeriche in termini di spostamento orizzontale della sezione di mezzeria della paratia per effetto delle quattro configurazioni di carico considerate. È possibile affermare che:

i) la configurazione di carico n.1, rappresentativa di una striscia di carico di lunghezza indefinita estesa per una larghezza che ricopre l'intero schema geometrico e quindi idonea a simulare la combinazione di carico *SLE-rara* di un tipico modello di analisi 2D, determina spostamenti massimi di 25 mm;

ii) le configurazioni di carico n.2, 3 e 4 di estensione planimetrica limitata, determinano spostamenti massimi tra 1 e 7 mm, significativamente inferiori a quelli indotti dalla configurazione di carico n.1; appare quindi difficilmente perseguibile l'obiettivo di riprodurre gli effetti di un carico indefinitamente esteso utilizzando un'area di carico limitata;

iii) la configurazione di carico n.2 ha una dimensione in pianta insufficiente a generare effetti misurabili sull'opera di sostegno e non appare pertanto adeguata allo scopo di una prova di carico, cioè quello di verificare la corrispondenza del comportamento teorico con quello sperimentale;

iv) le configurazioni di carico n.3 e 4, pur determinando spostamenti modesti (5-7 mm) sull'opera di sostegno, possono risultare adeguate agli obiettivi di una prova di carico se si adottano modelli numerici avanzati e un sistema di monitoraggio che include misure topografiche ed inclinometriche di precisione;

v) dal confronto tra i risultati delle configurazioni di carico n.3 e 4, che hanno la stessa dimensione in pianta e quindi richiedono il medesimo impegno in termini di mezzi e tempi, risulta una maggiore efficacia della configurazione di carico n.4, disposta con il lato lungo parallelamente alla banchina, in quanto determina maggiori spostamenti orizzontali sull'opera di sostegno.

In conclusione, la scelta delle configurazioni di carico per l'esecuzione di prove di carico utili al collaudo statico di una banchina portuale risulta complessa. Riprodurre le condizioni di carico *SLE-rara* di progetto è sempre particolarmente oneroso e spesso difficilmente perseguibile in pratica, specialmente in un'ottica di buon uso di risorse pubbliche limitate. I risultati delle analisi indicano che la possibilità di eseguire prove di carico adottando aree di dimensioni limitate è perseguibile, a patto che si producano effetti misurabili sull'opera e sia eseguita un'interpretazione delle misure tramite l'uso di modelli di calcolo adeguati a cogliere la risposta del sistema geotecnico alle piccole deformazioni.

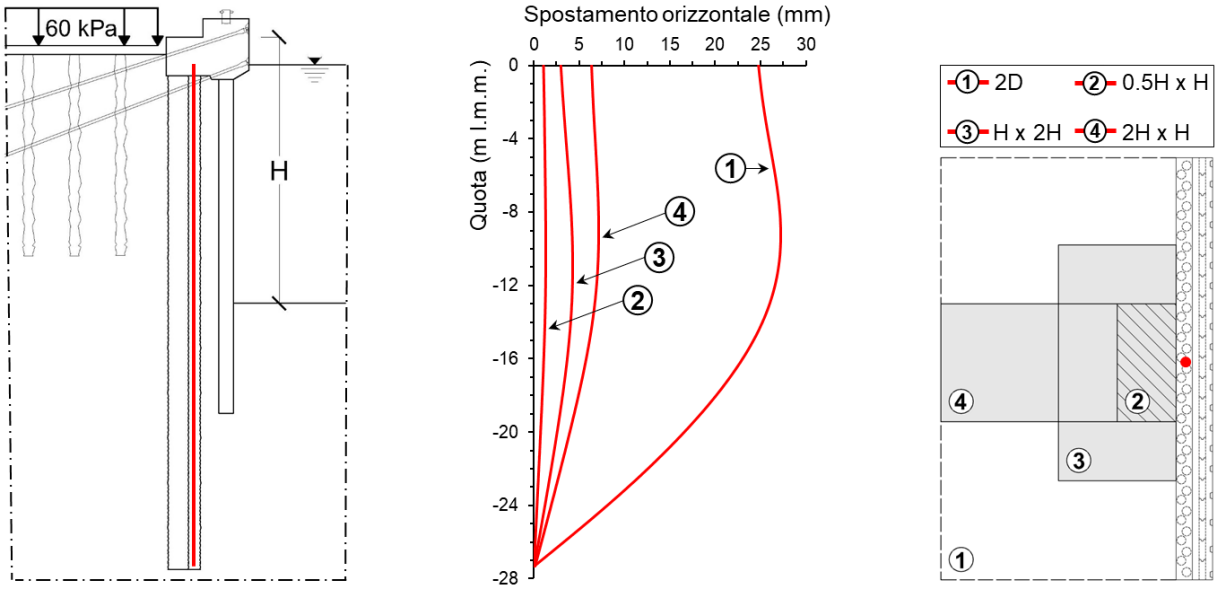


Figura 4. Risultati analisi FEM: spostamento orizzontale per effetto delle diverse configurazioni di carico.

5. BIBLIOGRAFIA

AGI (1977). Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche.

Alesiani P., Ruggeri, P., Fruzzetti, V. M. E., & Scarpelli, G. (2023). The potential of 3D numerical modelling for the interpretation of load tests on a sheet pile quay wall. *Manuscript submitted for publication*.

Ruggeri, P., Fruzzetti, V. M. E., & Scarpelli, G. (2019). Renovation of quay walls to meet more demanding requirements: Italian experiences. *Coastal Engineering*, 147, 25-33.

XII Incontro Annuale dei Giovani Ingegneri Geotecnici. IAGIG 2023. Padova, 31 Maggio - 1 Giugno 2023
© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

UN MACRO-ELEMENTO POD-TANN PER LA RISPOSTA ORIZZONTALE CICLICA NON DRENATA DI UN MONOPALO IN ARGILLA

Giovanni Piunno (giovanni.piunno@polimi.it)
Politecnico di Milano

ABSTRACT. L'oggetto di questo contributo è l'applicazione di reti neurali artificiali basate sulla termodinamica (TANN) per la realizzazione di un macro-elemento in grado di riprodurre la risposta ciclica non drenata orizzontale di un monopalo in acciaio in uno strato di terreno argilloso saturo. L'addestramento della TANN è basato su un database di simulazioni numeriche agli elementi finiti del sistema in oggetto. La risposta macroscopica monodimensionale in termini di spostamenti è ottenuta per derivazione di una funzione potenziale di energia di Gibbs, i cui dati di ingresso sono la risultante delle forze orizzontali alla testa del palo e un set di variabili interne, ottenute per riduzione della dimensionalità tramite *Proper Orthogonal Decomposition* (POD).

1. INTRODUZIONE

Nel contesto dello sviluppo delle energie rinnovabili, l'installazione di ampi parchi eolici offshore rappresenta una soluzione sostenibile per soddisfare la crescente domanda energetica. Le fondazioni delle turbine eoliche offshore possono essere realizzate con diverse tecnologie. Il presente articolo si concentra sulla fondazione a monopalo, la più diffusa in caso di profondità non elevate del fondale marino.

Tradizionalmente, la valutazione della risposta di queste fondazioni viene basata sull'utilizzo di approcci semplificati, come quelli delle curve p-y, e più raramente su complesse analisi numeriche del singolo palo e del terreno di fondazione. Un'alternativa a questi approcci è costituita dai macro-elementi. Quest'ultimi mantengono la semplicità di utilizzo delle curve p-y, ma permettono di considerare in modo diretto aspetti complessi dell'interazione terreno-struttura sulla risposta macroscopica del sistema, come la degradazione progressiva della rigidezza del terreno e della sua resistenza, l'attrito tra il palo e il terreno, la risposta smorzante isteretica del terreno.

In questo lavoro, si intende ottenere un macro-elemento in grado di replicare la risposta ciclica non drenata orizzontale in termini di forze-spostamenti di un monopalo in uno strato argilloso saturo. Il macro-elemento non è formulato analiticamente, ma è il risultato dall'addestramento di una rete neurale artificiale basata sulla termodinamica (TANN), (Masi & Stefanou, 2022), su un database numerico ottenuto da simulazioni ad elementi finiti del sistema in studio. In (Piunno, 2023), è proposto un approccio che coniuga le TANN con la *Proper Orthogonal Decomposition* (POD) per l'omogenizzazione di materiali con microstruttura. In questo lavoro, la procedura è applicata ad un sistema geotecnico macroscopico, non a livello del punto materiale. Il sistema 3D studiato viene così condensato in un macro-elemento ad un grado di libertà, lasciando a sviluppi futuri l'elaborazione di un modello più generale.

2. INQUADRAMENTO TEORICO

Le TANN sono basate sulla teoria termodinamica delle Variabili di Stato Interne (ISV), (Coleman & Gurtin, 1967). La teoria permette di descrivere lo stato di materiali dipendenti dalla storia di carico mediante un set di variabili atte a tracciarne i processi irreversibili interni. Per i materiali micro-strutturati non è immediato definire tale set di ISV. In (Piunno, 2023), è proposto di ottenere il set macroscopico di variabili interne da un set di dati microscopici. La *Proper Orthogonal Decomposition* è dunque utilizzata come uno strumento di riduzione della dimensionalità per ottenere le ISV da un set di Coordinate Interne (IC), che collezioni tutte le variabili di stato definite alla microscala. Tale procedura permette di ottenere in modo efficiente un set di variabili alla macroscala che sia rappresentativo dei processi microscopici. In riferimento al problema in oggetto, lo stato macroscopico del sistema palo-terreno è definito come $\mathcal{S} = [F_H, \boldsymbol{\mathcal{Z}}]$, in cui F_H è la risultante delle forze orizzontali agenti alla testa del palo e $\boldsymbol{\mathcal{Z}}$ è un set di variabili di stato interne del sistema macroscopico**,** da definire sulla base delle IC, $\boldsymbol{\xi}$. La Figura 1 mostra una rappresentazione schematica della procedura di seguito esposta. Una rete neurale, f^{Φ}, viene addestrata per imparare la funzione potenziale di energia libera di Gibbs del sistema macroscopico palo-terreno.

© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

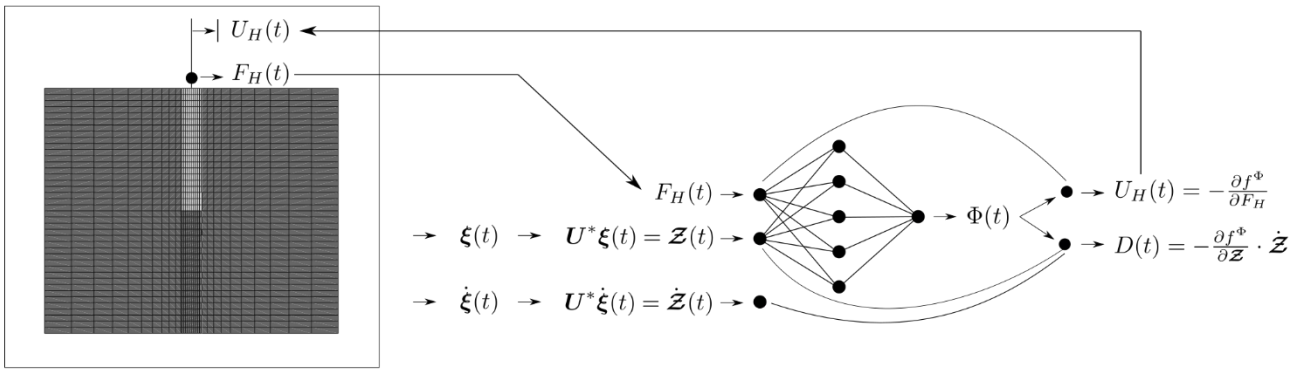


Figure 1: Schema del procedimento di addestramento del macro-elemento POD-TANN.

La rete riceve come input lo stato macroscopico del sistema e ne restituisce come output il valore di energia, Φ. Per derivazione parziale di f^Φ, due ulteriori quantità sono ottenute: (i) lo spostamento orizzontale, $U_H = -\frac{\partial f^\Phi}{\partial F_H}$, coniugato nell'energia alla forza orizzontale, F_H; (ii) la potenza dissipata, $D = -\frac{\partial f^\Phi}{\partial \mathcal{Z}}\dot{\mathcal{Z}}$. Quest'ultima, per il secondo principio della termodinamica, deve risultare non negativa. L'addestramento della rete neurale si concretizza in un problema di minimizzazione di una funzione di perdita, detta *loss function*, definita in riferimento alla differenza tra gli output della rete e i dati. La *loss function* utilizzata è riportata di seguito:

$$\mathcal{L} = \lambda_{\mathrm{U}}\ell^U + \lambda_{\mathrm{R}}^D\,\ell_R^D = \lambda_U\frac{1}{N}\Sigma_i\left\|\mathrm{U_{H_i}} - \left(-\frac{\partial f^\Phi}{\partial F_H}\right)_i\right\|_1 + \lambda_R^D\frac{1}{N}\Sigma_i\left\|\mathrm{Relu}\left\{-\left(-\frac{\partial f^\Phi}{\partial \mathcal{Z}}\dot{\mathcal{Z}}\right)_i\right\}\right\|_1, \quad (1)$$

in cui λ_{U} e λ_{R}^D sono pesi atti a regolare il valore relativo dei due termini nella funzione. La *Rectified Linear Unit* (Relu) è definita come $Relu\{x\} = \{x, x > 0;\ 0, \text{altrimenti}\}$; $\|\cdot\|_1$ indica la norma L_1, N è il numero di campioni utilizzati. Il primo termine della funzione garantisce la corretta riproduzione degli spostamenti, il secondo il soddisfacimento della seconda legge della termodinamica. La prima legge è soddisfatta per costruzione.

Le ISV sono ottenute dalle IC con l'uso della POD. La POD permette di attuare una decomposizione delle IC mediante una combinazione lineare di modi, ovvero di funzioni di forma ortonormali. I coefficienti della combinazione lineare sono dipendenti dalla variabile temporale, mentre le funzioni di forma da quella spaziale. La somma viene troncata ad un numero finito di addendi; dunque, il set di IC viene rappresentato ad ogni istante temporale dalla sovrapposizione di n modi, modulati nel tempo dai relativi coefficienti. In forma matriciale, la decomposizione è espressa come segue:

$$\xi(x,t) \approx U(x)\mathcal{Z}(t) \rightarrow \mathcal{Z}(t) = U^*(x)\xi(x,t). \quad (2)$$

L'operatore ortogonale U colleziona nelle sue colonne i modi considerati e risulta sempre invertibile (U^* è il trasposto coniugato). Le variabili interne sono dunque ottenute dalla proiezione delle IC sulla base ortonormale definita dai modi POD. L'esistenza di una funzione inversa è un aspetto di notevole utilità nella definizione del macro-elemento. Infatti, tale proprietà pone le basi per attuare la trasformazione inversa di omogeneizzazione (localizzazione), al fine di ricostruire il set di IC da quello delle ISV. Da ciò consegue la possibilità di ricostruire lo stato interno del sistema e, ad esempio, valutare le sollecitazioni e lo stato deformativo degli elementi strutturali.

3. MODELLO COMPUTAZIONALE E GENERAZIONE DEL DATABASE

Il modello 3D a elementi finiti è stato realizzato in ABAQUS. Per simulare la risposta non-drenata, il terreno è modellato come un mezzo monofase ($\rho = \rho_{sat} = 2Mg/m^3$) e le analisi condotte in termini di sforzi totali. Per il terreno si utilizza un modello costitutivo elasto-plastico con incrudimento cinematico e criterio di snervamento alla Von-Mises. La resistenza non drenata è posta funzione lineare della coordinata verticale, per mezzo della pressione media efficace geostatica, calcolata assumendo uno materiale normal consolidato: $S_u(z) = 10 + 0.3p'(z)$, in kPa. La legge elastica del terreno è lineare isotropa, con i valori del modulo di Young espressi con la seguente relazione: $E(z) = E_{ref}\left(\frac{p'(z)}{p'_{ref}}\right)^{0.5}$, con $p'_{ref} = 30\ kPa$, $E_{ref} = 500\,S_{u,ref}$, $S_{u,ref} = 20\ kPa$. Il

© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

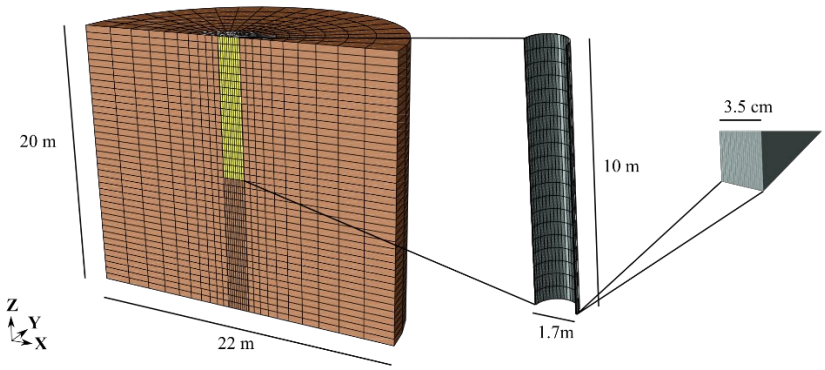


Figure 2: Modello computazionale del terreno e del palo.

coefficiente di Poisson è posto pari a 0.4, per tener conto dell'eventuale presenza di gas disciolto nell'acqua interstiziale del mezzo poroso saturo a ridurre la rigidezza volumetrica del monofase equivalente, come nel caso di *gassy soils* (Yang & Bai, 2020). Il palo in acciaio a sezione circolare cava è modellato come elastico lineare isotropo ($E = 210GPa, \nu = 0.3, \rho = 7.85Mg/m^3$). Infine, il terreno interno alla cavità del palo è modellato come elastico e non elasto-plastico, con i parametri già riportati, a valle di un'analisi elasto-plastica in cui le deformazioni plastiche del terreno incluso nel palo sono risultate del tutto trascurabili. Tra palo e terreno è modellato un contatto ad attrito, con coefficiente 0.5. In Figura 2 sono riportate le misure del modello computazionale e la rappresentazione della mesh. Il database per l'addestramento della TANN è stato ottenuto assoggettando il palo ad una forza verticale di esercizio considerata pari a 800 kN e a forze orizzontali variabili in segno ed ampiezza campionate da una distribuzione uniforme di ampiezza massima pari a 1MN, come evidenziato dai punti rossi in Figura 3. Il sistema palo-terreno è ridotto a un macro-elemento a un grado di libertà, considerando lo spostamento orizzontale del punto alla testa del palo posizionato sull'asse del palo, U_H, in funzione della risultante delle forze orizzontali alla testa del palo, F_H. Le deformazioni elastiche, plastiche e la variabile di incrudimento di ogni punto di Gauss del modello FEM sono state collezionate nel set di IC, poi elaborato tramite POD per ottenere le ISV.

4. RISULTATI

In Figura 4-a sono riportati i valori singolari ottenuti dalla POD, che permettono di determinare l'importanza relativa dei modi nella decomposizione (2). Vengono considerati i modi (100) per i quali i relativi valori singolari normalizzati siano superiori a 1e-4. Tale valore permette di addestrare la TANN con sufficiente accuratezza (Piunno, 2023). In Figura 4-b sono riportate le curve di apprendimento della TANN, in termini di errore assoluto medio (MAE), in cui si nota il raggiungimento del valore asintotico di circa 1e-4 dopo sole 100 *epochs,* cioè passi iterativi di ottimizzazione. In Figura 4-c e -d sono mostrate le risposte in inferenza della TANN addestrata. In particolare, in Fig. 4-c l'ampiezza della sollecitazione subisce un'inversione totale tra -1 e +1 MN. In Fig. 4-d, viene mostrato un ciclo asimmetrico, solo positivo. Infine, in Fig. 4-e è riportato il campo di deformazione elastica (ϵ_{11}^{el}) del palo simulato e ricostruito con l'uso della POD, al termine dell'ultimo ciclo del percorso di carico di Fig. 4-d. L'errore di ricostruzione, espresso in MAE, è dell'ordine di 1e-6. Sfruttando il legame costitutivo noto, il campo di sforzo è ricostruibile e conseguentemente le azioni interne per le verifiche strutturali.

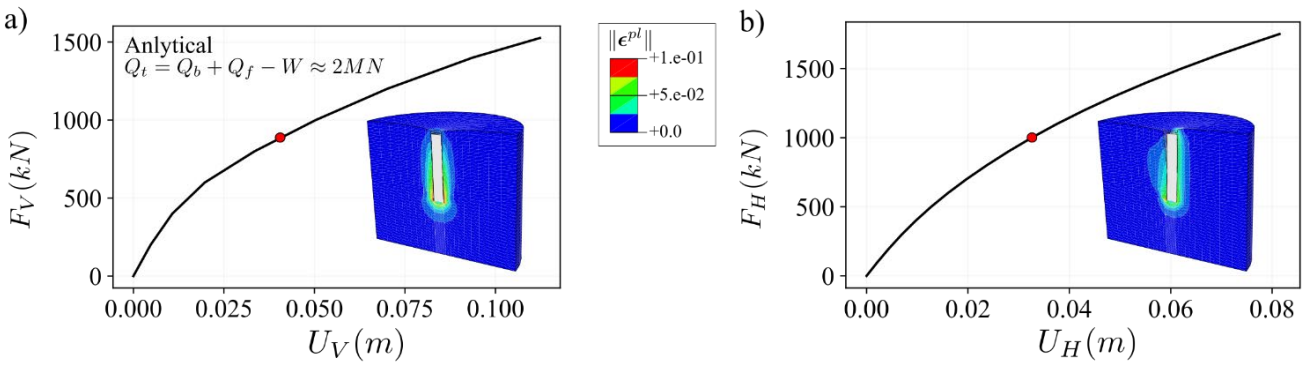


Figure 3: curve monotone di carico per la capacità portante verticale (a) e orizzontale (b).

© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

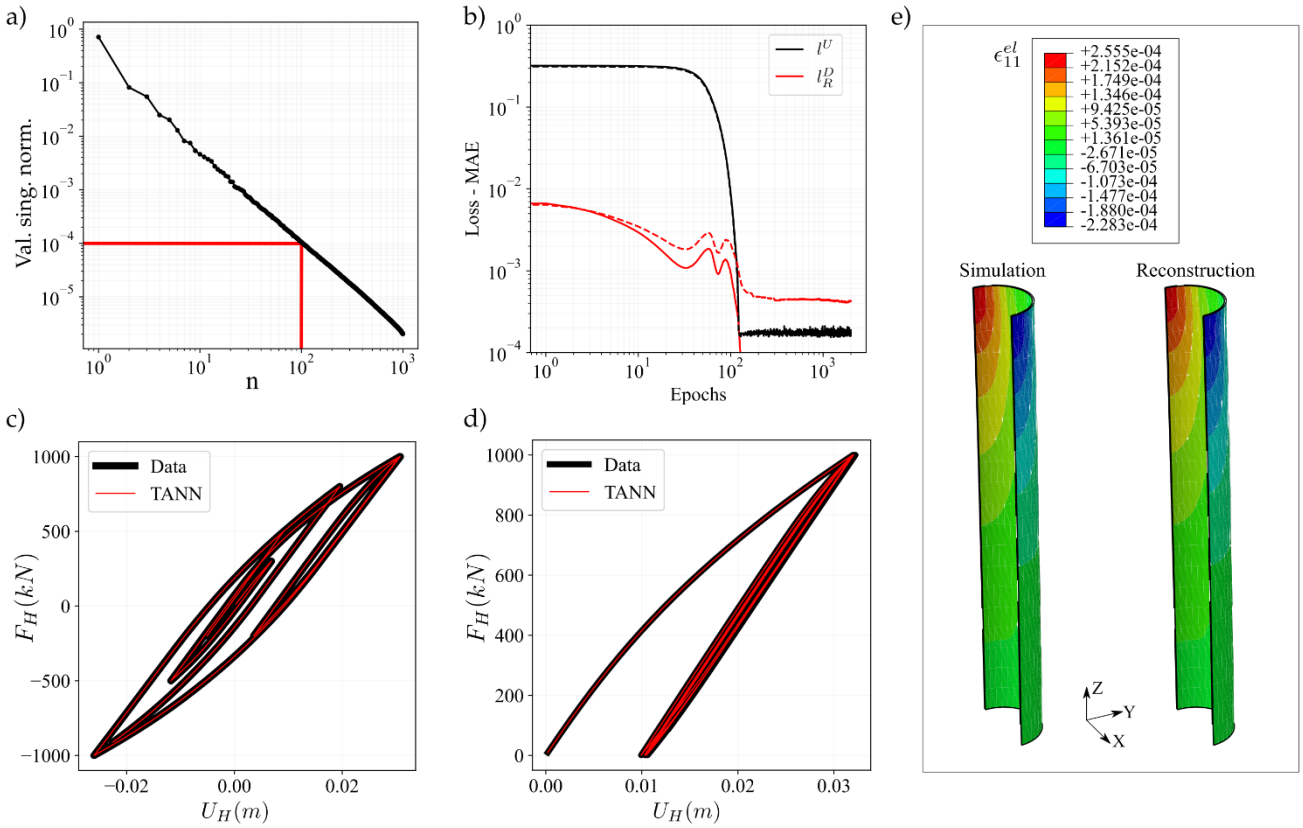


Figure 4: a) Valori singolari normalizzati ottenuti tramite POD dal set di IC. b) Curve di addestramento della TANN. Le linee solide sono relative al set di addestramento mentre quelle tratteggiate al set di validazione, utilizzato per evitare fenomeni di over-fitting. c) e d) Predizioni della TANN in inferenza su un set di dati fuori dal set di addestramento per cicli di ampiezza positiva e negativa (c) e cicli asimmetrici (d). e) Confronto tra il campo di deformazioni ϵ_{11}^{el} del palo ottenuto dalle simulazioni numeriche e ricostruito tramite POD.

5. CONCLUSIONI

In questo lavoro viene mostrata l'integrazione della *Proper Orthogonal Decomposition* (POD) alle reti neurali artificiali basate sulla termodinamica (TANN) per l'apprendimento della risposta non drenata ciclica di un monopalo in uno strato di argilla. Ne deriva un macro-elemento monodimensionale, ottenuto dall'addestramento di una TANN su un database di simulazioni agli elementi finiti del sistema indagato. Il modello FEM tiene conto della natura elasto-plastica incrudente del terreno e dell'attrito palo-terreno. La POD trova duplice impiego:

- è utilizzata per ottenere un set di variabili interne per il macro-elemento. Le ISV, insieme alla risultante delle forze orizzontali alla testa del palo, sono date in input alla rete neurale di energia di Gibbs. La risposta ottenuta, in termini di spostamento orizzontale, è accurata e termodinamicamente compatibile.
- La POD è utilizzata per ricostruire il set di coordinate interne da quello delle ISV. Risulta dunque possibile ricostruire il campo deformativo del sistema e valutare le sollecitazioni agenti sugli elementi strutturali.

5. BIBLIOGRAFIA

Masi, F., Stefanou, I. (2023). Evolution TANN and the identification of internal variables and evolution equations in solid mechanics. *Journal of the Mechanics and Physics of Solids*, 174, 105245.

Piunno, G. (2023) Homogenization of microstructured materials using Thermodynamics Based Artificial Neural Networks and dimensionality reduction techniques. *Tesi di dottorato.*

Coleman, B. D., Gurtin, M. E. (1967). Thermodynamics with internal state variables. *The journal of chemical physics*, 47(2), 597-613.

Yang, G., Bai, B. (2020). A thermodynamic model to simulate the thermo-mechanical behavior of fine-grained gassy soil. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 79, 2325-2339.

XII Incontro Annuale dei Giovani Ingegneri Geotecnici. IAGIG 2023. Padova, 31 Maggio - 1 Giugno 2023
© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

CEDIMENTI DI PALI ENERGETICI SOGGETTI A VARIAZIONI CICLICHE DI TEMPERATURA

Chiara Iodice (chiara.iodice@unicampania.it), Raffaele Di Laora (raffaele.dilaora@unicampania.it)
Università della Campania 'Luigi Vanvitelli', Aversa, Italy
Claudio Tamagnini (claudio.tamagnini@unipg.it)
Università di Perugia, Perugia, Italy
Giulia MB Viggiani (gv278@cam.ac.uk)
University of Cambridge, Cambridge, UK
Alessandro Mandolini (alessandro.mandolini@unicampania.it)
Università della Campania 'Luigi Vanvitelli', Aversa, Italy

ABSTRACT. Il presente lavoro ha lo scopo di studiare l'effetto del collasso volumetrico, indotto da variazioni di temperatura in argille normalmente consolidate, sul comportamento di un palo energetico singolo. A tal fine, sono state condotte delle analisi numeriche agli elementi finiti impiegando il software commerciale ABAQUS, in cui un palo singolo è soggetto alla contemporanea applicazione di carico assiale e di variazioni cicliche di temperatura. Il comportamento del terreno è stato descritto mediante l'impiego di due modelli costitutivi ipoplastici avanzati uno dei quali è in grado di riprodurre il collasso volumetrico utilizzando un algoritmo ad-hoc sviluppato dagli autori. Entrambi i modelli prevedono accumulo ciclico di cedimenti e di sovrappressione interstiziale, soprattutto nel caso in cui si consideri l'effetto del collasso termico. I risultati ottenuti sono in accordo con dati sperimentali reperiti in letteratura, indicando che il modello numerico sviluppato può essere utilizzato per studiare i complessi processi di interazione terreno/palo/struttura che si verificano in fondazioni con pali energetici.

1. INTRODUZIONE

Le fondazioni su pali hanno lo scopo di trasferire i carichi strutturali al terreno sottostante. Se i pali sono equipaggiati con tubicini in materiale plastico all'interno dei quali scorre un fluido termovettore, questi possono essere impiegati anche con la funzione di scambiatori di calore con il terreno circostante, prendendo il nome di pali energetici (Brandl, 2006). I pali energetici consentono di poter soddisfare il fabbisogno energetico di un edificio grazie alla possibilità di assorbire e/o cedere calore al terreno in funzione della domanda stagionale. Tali sistemi sono quindi soggetti a variazioni cicliche di temperature e, pertanto, nella loro progettazione bisogna prestare attenzione (i) allo sforzo assiale indotto dalla variazione di temperatura, che si somma a quello preesistente dovuto ai carichi strutturali, nonché (ii) allo spostamento permanente della testa del palo causato dalla natura ciclica dei carichi. Inoltre, con riferimento ai depositi argillosi, una delle principali caratteristiche del comportamento termomeccanico è la forte dipendenza della risposta volumetrica dalla precedente storia di carico (si vedano, ad esempio, Campanella & Mitchell, 1968; Cekerevac & Laloui, 2004; Vega & McCartney, 2014). In particolare, contrariamente alle argille fortemente sovraconsolidate, OC, che dilatano con l'aumentare della temperatura, le argille normalmente consolidate, NC, e debolmente OC subiscono una contrazione volumetrica quando riscaldate in condizioni drenate, a causa di una diminuzione della resistenza al taglio dei singoli contatti interparticellari che si traduce in un parziale collasso del struttura del terreno e, di conseguenza, in una diminuzione dell'indice dei vuoti con accumulo di deformazioni irreversibili. Tale contrazione tende a stabilizzarsi entro pochi cicli grazie alla formazione di nuovi contatti tra le particelle. Riguardo le condizioni non drenate, Campanella & Mitchell (1968) mostrano che la relazione pressione interstiziale - temperatura tende ad essere isteretica fin dai primi cicli termici. È ragionevole aspettarsi che le prestazioni delle fondazioni energetiche siano influenzate dal comportamento termico delle argille NC soprattutto in termini di cedimento (Ng et al., 2014; Wu et al., 2018).

Rispetto alle sollecitazioni causate dai carichi termici (si vedano, ad esempio, Laloui et al., 2006; Bourne-Webb et al., 2009; Sutman et al., 2019; Iodice et al., 2023), il problema dei cedimenti è stato meno studiato, anche a causa delle difficoltà che si incontrano nell'effettuare analisi numeriche e/o test di laboratorio o in vera grandezza. Il presente lavoro si propone di fornire un contributo alla migliore comprensione dei principali fenomeni che controllano il comportamento ciclico dei pali energetici installati in argille tenere in termini di cedimenti. A tal fine, sono state eseguite simulazioni numeriche termo-idromeccaniche accoppiate non lineari, su un palo energetico ideale installato in argilla NC, modellata impiegando due modelli ipoplastici avanzati, uno dei quali permette di cogliere il fenomeno del collasso volumetrico.

© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

2. MODELLAZIONE NUMERICA E COSTITUTIVA

Il palo modellato nelle analisi numeriche, avente lunghezza L = 25 m e diametro d = 0,5 m, è inizialmente soggetto ad un carico meccanico pari al 30% della sua capacità portante valutata con formule analitiche, R_t, e, successivamente, a 50 cicli termici (Figura 1).

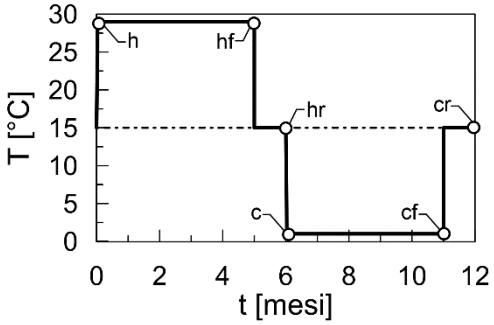


Figura 1. Variazione di temperatura alla testa del palo riferita a 1 anno (h: riscaldamento; hf: riscaldamento continuo; hr: riposo dopo il riscaldamento; c: raffreddamento; cf: raffreddamento continuo; cr: riposo dopo il raffreddamento).

Il comportamento del terreno, che è soggetto anche a carico ciclico, è stato descritto utilizzando la teoria dell'ipoplasticità con variabili di stato interne (Kolymbas, 1991; Tamagnini et al., 2000; Mašín, 2019), che si configura come un approccio alternativo alle ben note teorie dell'incrudimento cinematico e della plasticità con Bounding Surface. A tal proposito, è stata impiegata un'equazione costitutiva in forma incrementale per terreni a grana fine (Mašín, 2019) con incorporate le caratteristiche principali della Meccanica dello Stato Critico (Schofield & Wroth, 1968) ed il concetto di intergranular strain (Niemunis & Herle, 1997). In tale modello, nel seguito denominato "Hypo", l'espansione/contrazione termica delle sole particelle solide non induce alcun cambiamento di volume nello scheletro solido. Recentemente, Ma et al. (2017) hanno ampliato il costitutivo ipoplastico per consentire l'accumulo di deformazioni volumetriche irreversibili per argille NC; anche tale modello è stato usato nelle analisi e, nel seguito, è denominato "Hypo-T".

I modelli Hypo e l'Hypo-T possono essere implementanti in Abaqus definendo un algoritmo coerente con le equazioni di evoluzione fornite dai modelli costitutivi e incorporato nel codice attraverso una routine UMAT, ovvero un'interfaccia per modelli costitutivi definiti dall'utente. Mentre per la versione isotermica è stato possibile utilizzare una routine UMAT scaricabile dal sito SoilModels.com, per il modello termo-ipoplastico l'UMAT è stata modificata dagli autori per tenere conto del più alto livello di accoppiamento termomeccanico esistente nelle equazioni costitutive. L'implementazione del modello è stata validata positivamente rispetto alle previsioni fatte da Ma et al. (2017) considerando una prova drenata eseguita su un provino NC ricostituito e soggetto a consolidamento isotropo e a cicli di temperatura (Campanella e Mitchell, 1968).

Tutti i dettagli relativi alla geometria del problema ed alla selezione dei parametri per i modelli costitutivi sono inclusi in Iodice et al. (2021).

3. PRINCIPALI RISULTATI

In Figura 2 sono riportati i risultati delle simulazioni per un numero totale di 50 cicli termici con riferimento a condizioni di esercizio (carico esterno applicato pari a 30% R_t). Si può notare che l'accumulo di cedimenti progredisce senza stabilizzarsi. In particolare, i cedimenti previsti utilizzando il modello Hypo continuano ad aumentare con incremento pari a circa 0,3%/anno. Al contrario, l'incremento di spostamento ottenuto utilizzando il modello Hypo-T è inizialmente pari a circa 0,6%/anno (primi 5 cicli) e poi si riduce progressivamente fino ad attestarsi attorno a 0,4%/anno dopo 15 cicli. L'effetto del collasso termico è responsabile delle differenze osservate, nonché del diverso valore assunto dal cedimento dopo 50 anni di esercizio.

È interessante notare che, durante il primo ciclo, la risposta prevista con i due modelli è pressoché identica. Per comprendere questo risultato è utile chiarire alcuni aspetti fondamentali del comportamento di un terreno saturo sottoposto ad un aumento di temperatura. In assenza di collasso volumetrico, lo scheletro solido esibisce incremento di volume e, poiché il coefficiente di espansione termica dell'acqua è maggiore di quello dei grani (cioè $\alpha_w > \alpha_s$), l'acqua espande in misura maggiore rispetto all'espansione che interessa il volume dei vuoti per stesso incremento di temperatura. Ne segue che, mentre in condizioni drenate si ha un flusso d'acqua in uscita dal volume di terreno

© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

riscaldato, in condizioni non drenate la maggiore tendenza ad espandersi dell'acqua si traduce in un aumento della pressione interstiziale, necessario a garantire la compatibilità delle deformazioni volumetriche tra le due fasi, proporzionale a α_w - α_s. In presenza di collasso volumetrico, lo scheletro solido si contrae per un aumento positivo della temperatura. Ne segue che, in condizioni drenate, il volume di acqua espulso dalla porzione di terreno riscaldata sarà maggiore rispetto al caso in cui non si verifica collasso; analogamente, in condizioni non drenate, si svilupperà una maggiore pressione interstiziale. Siccome nelle simulazioni numeriche la permeabilità è tale da avere condizioni non drenate ($k = 10^{-10}$ m/s), questo comportamento è chiaramente deducibile dall'osservazione dell'evoluzione nel tempo della sovrappressione interstiziale (Figura 3), che risulta essere più elevata quando si impiega il modello Hypo-T. In particolare, all'interfaccia, entrambi i modelli prevedono un progressivo accumulo che si attenua notevolmente dopo circa 3 cicli (alla base del palo la relazione pressione interstiziale-temperatura è isteretica fin dal primo ciclo, non riportato per mancanza di spazio). Da notare che l'intero processo è accompagnato da consolidazione con dissipazione delle sovrappressioni interstiziali sviluppatesi nelle fasi di riscaldamento e, di conseguenza, da cedimenti di consolidazione.

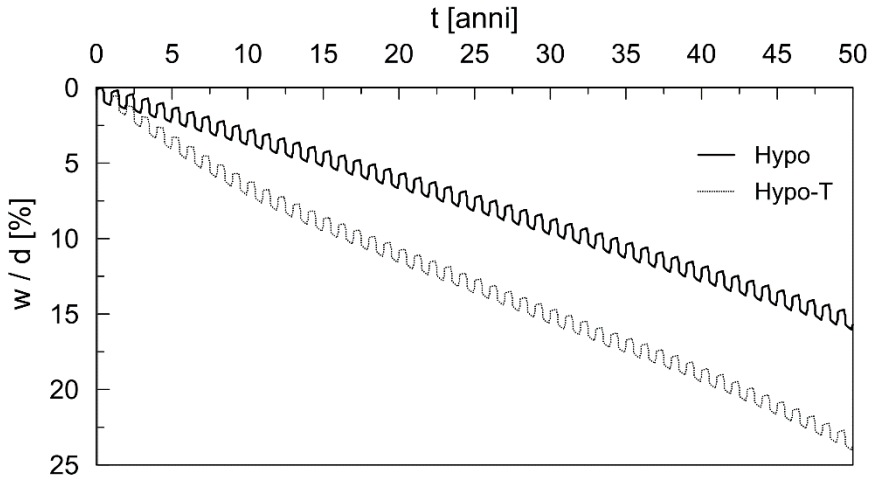


Figura 2. Cedimenti globali adimensionali dopo 50 cicli termici.

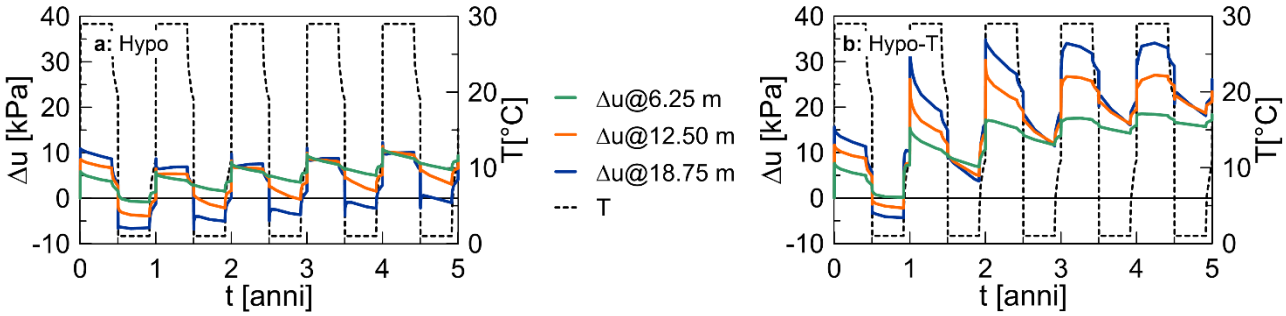


Figura 3. Evoluzione delle sovrappresioni neutre per 5 cicli termici.

Per valutare quale modello catturi meglio il comportamento reale dei pali energetici, sarebbero necessari dati relativi a test di lunga durata in scala reale o di laboratorio. Sfortunatamente, a causa delle difficoltà nell'effettuare esperimenti che coinvolgano molti cicli termici, la maggior parte dei dati disponibili sono relativi a pochi anni di funzionamento. Le previsioni numeriche risultano in buon accordo qualitativo con i dati sperimentali, relativi a 5 cicli termici, mostrati da Wu et al. (2018).

4. DISCUSSIONE E CONCLUSIONI

Il principale risultato emerso dalle analisi numeriche è lo sviluppo di cedimenti e sovrappressioni interstiziali per entrambi i modelli costitutivi. In particolare, l'accumulo di spostamenti irreversibili procede senza stabilizzazione con valori maggiori nel caso di utilizzo del modello Hypo-T (circa 25% d) rispetto al modello Hypo (circa 15% d). Con riferimento alle sovrappressioni interstiziali, invece, il maggiore valore delle stesse nel caso di impiego del modello Hypo-T rispetto al modello Hypo, è imputabile al fatto che il collasso volumetrico in fase di

© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

riscaldamento è inibito a causa della bassa permeabilità del terreno. È importante evidenziare che, se utilizzato per simulare i risultati delle prove di laboratorio su provini di argilla sottoposti a cicli termici in condizioni drenate, il modello Hypo-T prevede deformazioni volumetriche che tendono a stabilizzarsi dopo alcuni cicli, mentre, in condizioni non drenate, lo stesso modello prevede un iniziale accumulo di sovrapressione interstiziale seguito da stabilizzazione. Questi comportamenti sono in accordo con quanto mostrato da Campanella & Mitchell (1968) che, ad esempio, per le condizioni drenate, prevedo stabilizzazione dopo circa 3 cicli. I risultati nelle analisi numeriche, invece, si discostano da tale comportamento e, tale differenza, può essere attribuita a due fattori. Da un lato, tutta la fase di carico termico è interessata da dissipazione della sovrappressione interstiziale dovuta al processo di consolidazione concomitante che, quindi, genera deformazioni del terreno e cedimenti della testa del palo; dall'altro, gli elementi che si trovano all'interfaccia palo-terreno sono soggetti ad uno stato di sollecitazione, figlio del complesso processo di interazione, ben diverso da quello imposto in cella triassiale nelle condizioni controllate di laboratorio. Tuttavia, i risultati ottenuti dalle simulazioni numeriche appaiono qualitativamente confrontabili con le osservazioni sperimentali di Wu et al. (2018) relative a modelli in piccola scala di pali energetici soggetti a carico ciclico termico. Si può concludere che il modello numerico sviluppato può essere utilizzato per studiare i complessi processi di interazione terreno/palo/struttura che si verificano in fondazioni con pali energetici

Vale la pena di notare che le analisi effettuate nel presente studio si riferiscono ad un palo singolo il cui comportamento può essere assimilato a quello di un gruppo in cui tutti i pali sono stati attivati termicamente; la presenza di pali inattivi, collegati alla stessa platea, può ridurre significativamente l'entità degli spostamenti irreversibili. In conseguenza di quanto sopra e di precedenti studi di letteratura, quest'ultima configurazione è l'unica opzione progettuale quando i cedimenti dovuti alle variazioni cicliche di temperatura minacciano la funzionalità della struttura portante. In questo caso è necessaria un'attenta progettazione della fondazione per soddisfare i requisiti di sicurezza previsti dalle norme tecniche.

5. BIBLIOGRAFIA

Bourne-Webb P.J., Amatya B., Soga K., Amis T., Davidson C., Payne P. (2009). Energy pile test at Lambeth College, London: geotechnical and thermodynamic aspects of pile response to heat cycles. *Géotechnique*, 59(3), 237–248.

Brandl H. (2006). Energy foundations and other thermo-active ground structures. *Géotechnique*, 56(2):81–122.

Campanella R.G., Mitchell J.K. (1968). Influence of temperature variations on soil behaviour. *J. Soil Mech. Found. Div.,* 94(3), 709–734.

Cekerevac C., Laloui L. (2004). Experimental study of thermal effects on the mechanical behaviour of a clay. *Int. J. Numer. Anal. Methods Geomech.*, 28(3), 209-228.

Dassault Systemes (2014). *Abaqus Analysis User Guide v6.14*. Dassault Systèmes Simulia Corp., Providence, RI, USA.

Iodice C., Di Laora R., Mandolini A. (2023). A practical method to design thermally stressed piles. *Géotechnique*, 73(1), 30-43.

Kolymbas D. (1991). An outline of hypoplasticity. *Arch. Appl. Mech.*, 61(3), 143-151.

Laloui L., Nuth M., Vulliet, L. (2006). Experimental and numerical investigations of the behaviour of a heat exchanger pile. *Int. J. Numer. Anal. Methods Geomech.*, 30(8), 763–781.

Ma Q.J., Ng C.W.W., Mašín D., Zhou C. (2017). An approach for modelling volume change of fine-grained soil subjected to thermal cycles. *Can. Geotech. J.*, 54(6), 896–901.

Mašín D. (2019). *Modelling of Soil Behaviour with Hypoplasticity: Another Approach to Soil Constitutive Modelling*. Springer.

Ng C.W.W., Shi C., Gunawan A., Laloui L. (2014). Centrifuge modelling of energy piles subjected to heating and cooling cycles in clay. *Geotech. Lett.*, 4(4), 310–316.

Niemunis A., Herle I. (1997). Hypoplastic model for cohesionless soils with elastic strain range. *Mech. Cohes. Frict. Mat.*, 2(4), 279-299.

Schofield A.N., Wroth P. (1968). *Critical state soil mechanics*. McGraw-Hill, European Civil Engineering series, London.

Sutman M., Olgun C.G., Laloui L. (2019). Cyclic load–transfer approach for the analysis of energy piles. *J. Geotech. Geoenvironmental Eng. - ASCE*, 145(1), 04018101.

Tamagnini C., Viggiani G., Chambon R. (2000). A review of two different approaches to hypoplasticity. *Constitutive modelling of granular materials*, 107-145.

Vega A., McCartney J.S. (2014). Cyclic heating effects on thermal volume change of silt. *Environ. Geotech.*, 2(5), 257-268.

Wu D., Liu H.L., Kong G.Q., Ng C.W.W., and Cheng, X. H. (2018). Displacement response of an energy pile in saturated clay. *Proc. Inst. Civ. Eng.: Geotech. Eng.*, 171(4), 285-294.

XII Incontro Annuale dei Giovani Ingegneri Geotecnici. IAGIG 2023. Padova, 31 Maggio - 1 Giugno 2023
© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

FORMULAZIONE DI CURVE DI TRASFERIMENTO DEL CARICO PER PREVEDERE LA RISPOSTA DRENATA DI PALI OFFSHORE ALLO SFILAMENTO

Giada Orlando (giada.orlando4@unibo.it)

Laura Govoni (l.govoni@unibo.it)

Riccardo Zabatta (riccardo.zabatta2@unibo.it)

Alma Mater Studiorum, Università di Bologna

Aligi Foglia (aligi.foglia@iwes.fraunhofer.de)

Fraunhofer IWES, Hannover (DE)

ABSTRACT. Lo studio introduce una formulazione per le curve di trasferimento del carico ($t-z$) per prevedere la risposta drenata di pali in acciaio soggetti a carico di trazione assiale. Il problema viene prima affrontato utilizzando un approccio continuo attraverso un modello agli elementi finiti (FE) validando, su dati di prove in larga scala, la sua capacità nel riprodurre il comportamento sperimentale osservato. Il comportamento dell'interfaccia acciaio-terreno è modellato utilizzando i risultati di prove d'interfaccia. Il modello agli elementi finiti viene quindi utilizzato per sviluppare e calibrare le curve $t-z$, le quali vengono successivamente implementate in un modello FE monodimensionale più semplice. I risultati dei modelli bidimensionale e monodimensionale vengono, infine, confrontati per valutare la robustezza delle curve $t-z$ derivate.

1. INTRODUZIONE

Per sfruttare le risorse eoliche in acque medio-profonde, generalmente nel range di 30−60 m di profondità, strutture in acciaio reticolari chiamate *jacket*s vengono comunemente utilizzate nel settore *offshore*. Esse sono strutture di transizione, ovvero elementi di collegamento tra la torre della turbina eolica e le fondazioni, con 3 o 4 punti di appoggio tramite i quali scaricano le sollecitazioni ambientali sui pali. Esse trasferiscono il momento ribaltante al terreno competente tramite sollecitazioni di trazione e compressione sui pali di fondazione (meccanismo detto di *push and pull*) con intensità dipendente dall'interasse tra le gambe. A meno di non considerare un interasse molto grande, è necessario valutare la capacità portante a trazione del fondale marino.

L'utilizzo di curve di trasferimento del carico assiale per determinare la capacità ultima a compressione dei terreni è largamente diffuso nella pratica progettuale. In questo caso, il palo viene modellato come elemento monodimensionale il cui comportamento elastico è funzione della geometria e delle proprietà meccaniche del materiale, mentre la risposta del terreno è rappresentata da una serie di molle che obbediscono a leggi, lineari e non, dove la risposta locale a taglio t è funzione dello spostamento verticale z.

Questo studio propone la formulazione di curve di trasferimento del carico assiale di trazione calibrate tramite un modello bidimensionale assialsimmetrico agli elementi finiti (FE). Quando si considera la resistenza allo sfilamento, l'interfaccia fondazione-terreno gioca un ruolo importante: a tal fine, essa è stata definita e calibrata su prove d'interfaccia. La forma matematica utilizzata per le curve $t-z$ è una funzione conica di secondo grado usata già nel *framework Pile Soil Analysis* (PISA) (Burd, 2020), dove viene impiegata per valutare la risposta laterale di monopali. Viene infine suggerito un metodo per valutare i parametri dell'equazione proposta dai test di interfaccia.

2. MODELLO BIDIMENSIONALE

Per questo lavoro sono stati simulati, in ABAQUS FEA (versione 2021), 3 pali con due diversi diametri (D=0.273, 0.356 m) e due diverse lunghezze (L=5.7, 6.7 m). I pali considerati sono quelli testati dall'istituto Fraunhofer IWES nell'ambito del programma di ricerca europeo IRPWind e presentati in Foglia et al. 2017. I risultati sperimentali di questa ricerca sono stati utilizzati per validare le performance del modello FE bidimensionale descritto come segue.

© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

Tabella 1. Calibrazione legame costitutivo Sanisand sia per il terreno che per l'elemento d'interfaccia.

Parametri Sanisand (2004)			**Terreno**	**Interfaccia**
Indice dei vuoti sulla CSL a p=0	e_{c0}	[-]	0.620	0.620
Parametro della CSL sul piano p-e	λ	[-]	0.015	0.015
Parametro della CSL sul piano p-e	ξ	[-]	0.400	0.400
Parametro della CSL sul piano p-q in compressione triassiale	M_c	[-]	1.309	1.070
Parametro della CSL sul piano p-q in estensione triassiale	M_e	[-]	0.911	0.789
Apertura della superficie conica di snervamento	m	[-]	0.020	0.020
Costante modulo di taglio	$\overline{G_0}$	[-]	200	5
Modulo di Poisson	ν	[-]	0.050	0.050
Costante del modulo plastico	h_0	[-]	5	5
Costante del modulo plastico	c_h	[-]	0.968	0.968
Costante del modulo plastico	n_b	[-]	1.4	0.800
Costante di dilatanza	A_0	[-]	0.900	0.220
Costante di dilatanza	n_d	[-]	2.500	3.500

Il palo è stato modellato come elemento deformabile in acciaio a sezione uniforme, con comportamento lineare-elastico, soggetto a meccanismo di rottura *fully-plugged*. Le proprietà meccaniche assegnategli sono state mediate con quelle del terreno all'interno del palo.

Il terreno utilizzato nella campagna sperimentale IRPWind è una sabbia silicea uniforme, mediamente addensata (D_r = 74%), chiamata RohSand 3152, con diametro medio D_{50}=0.36 mm ed indici dei vuoti e_{min} =0.44, e_{max} =0.83. Il comportamento della sabbia è stato simulato tramite il legame costitutivo Sanisand (Dafalias & Manzari, 2004) e la calibrazione dei sui parametri è avvenuta riproducendo i risultati di prove triassiali consolidate e drenate condotte sulla sabbia Rohsand 3152 per 4 diversi livelli di confinamento (30, 60, 90, 120 kPa), i parametri calibrati del modello sono riportati in Tabella 1.

Data la simmetria del problema si è simulato solo metà dominio, il quale si estende orizzontalmente per 15D dal fusto del palo e verticalmente per 10D dalla punta. Per la mesh sono stati utilizzati elementi quadrangolari CAX4.

Un contatto di tipo *tie* è stato assegnato all'interfaccia tra acciaio e terreno, imponendo che lo sforzo e le deformazioni di taglio avvengano in un sottile strato di terreno di spessore $5D_{50}$ (indicato come spessore della banda di taglio in DeJong et al., 2006 e Tovar-Valencia et al., 2018) e da qui in seguito indicato come elemento d'interfaccia. Anche per questi elementi è stato utilizzato il legame costitutivo Sanisand ma calibrato su prove d'interfaccia *Constant-Normal-Load* (CNL) utilizzando un *plate* di acciaio di ruvidezza media di 5 μm. I risultati della calibrazione, avvenuta per 3 differenti livelli di carico (30, 60, 90 kPa), sono anch'essi riportati in Tabella 1.

I pali sono stati simulati come *wished-in-place*, ma per tener conto dell'effetto d'installazione sul volume di terreno, tensioni tangenziali residue sono state assegnate agli elementi d'interfaccia. L'entità di tali sollecitazioni è stata calcolata come proposto da Alawneh et al., 2001 e risulta pari a τ_{res}=5.17, 4.19, 4.29 kPa, rispettivamente per palo1, 3 e 4. Lo stato tensionale iniziale è stato inizializzato con un valore uniforme K=0.8 che tiene conto delle incertezze nel quantificare la variabilità spaziale del K post-installazione. Successivamente, un cedimento prestabilito pari al 10% del diametro è stato assegnato in direzione verticale alla testa del palo.

Il risultato di tale modellazione, in termini di curve carico-spostamento, è presentato in Figura 1a dove si evince la bontà della soluzione adottata.

3. MODELLO MONODIMENSIONALE

Gli elementi di interfaccia, per ciascun palo, sono stati raggruppati in *layers* di ugual grandezza, pari a 0.475 m. Da ciascun *layer* sono state estrapolate le curve taglio-spostamento verticale numeriche $\tau - w$, da qui in poi indicate come $t - z$, e normalizzate rispetto alla loro tensione di confinamento radiale mobiliata. Sono state successivamente comparate con i risultati in termini di taglio-spostamento orizzontale, $\tau - x$, delle prove d'interfaccia CNL (Figura 1b), anch'esse determinate numericamente. Il modello FE della prova di taglio CNL è stato validato prima sulle prove di laboratorio utilizzate per calibrare l'elemento d'interfaccia, e, successivamente, è stato utilizzato per simulare le varie prove d'interfaccia con livelli di confinamento simili a quelli che agiscono lungo il fusto del palo. Queste ultime sono state normalizzate rispetto alla tensione di confinamento radiale iniziale. Gli spostamenti, invece, sono stati normalizzati secondo la formula:

$$\overline{w} = \frac{uR_n}{D_{50}} \tag{1}$$

© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

dove u è il generico spostamento considerato e $R_n = R_a/D_{50}$ è la ruvidezza superficiale normalizzata, data dal rapporto tra la ruvidezza media del *plate* d'acciaio e il diametro medio della sabbia.
Il confronto tra queste curve ha permesso la determinazione dei parametri come segue.

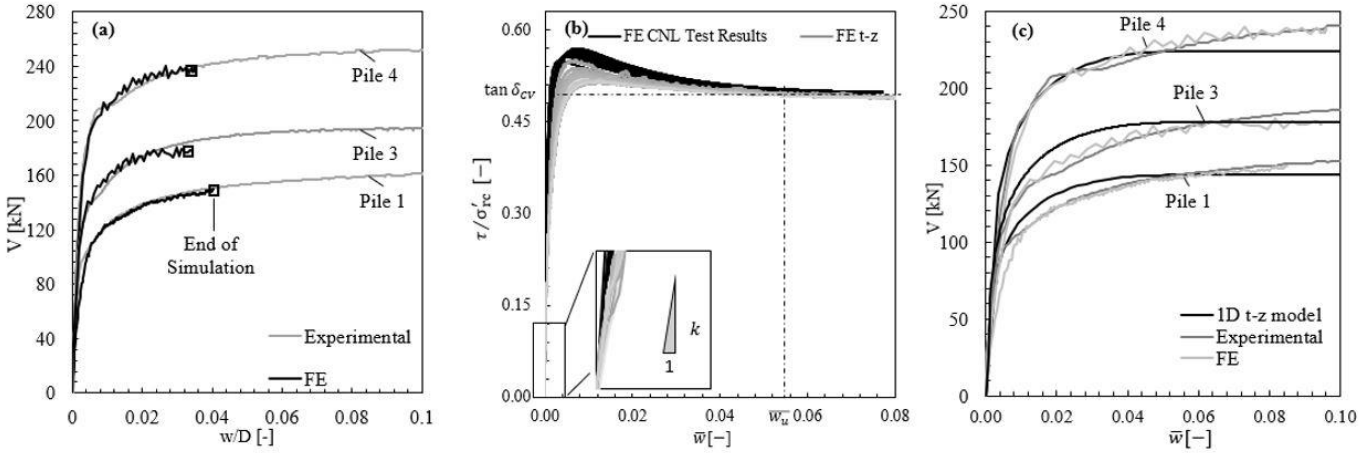


Figura 1. (a) Confronto tra i risultati ottenuti con il modello bidimensionale FE (in nero) e i dati sperimentali (in grigio) per i 3 pali. (b) Confronto tra le curve $t-z$ numeriche estratte e normalizzate (scala di grigi) e le prove CNL d'interfaccia numeriche (in nero) con indicazione su come ottenere i parametri del modello monodimensionale. (c) Confronto tra i risultati sperimentali (grigio scuro), il modello FE bidimensionale (in grigio chiaro) ed il modello monodimensionale (in nero).

3.1 Formulazione delle curve t-z

Le curve $t-z$ numeriche estratte sono state rinormalizzate per la tensione di confinamento radiale iniziale $\sigma'_{rc,i}$. Per rappresentare matematicamente le curve $t-z$ è stata scelta la funzione conica di secondo grado usata già nel PISA (Byrne, 2020):

$$-n\left(\frac{\bar{t}}{\overline{t_u}}-\frac{\bar{w}}{\overline{w_u}}\right)^2+(1-n)\left(\frac{\bar{t}}{\overline{t_u}}-\frac{\bar{w}G}{\overline{t_u}}\right)\left(\frac{\bar{t}}{\overline{t_u}}-1\right)=0 \tag{2}$$

Dove $\bar{t}$ e $\bar{w}$ sono, rispettivamente, lo sforzo di taglio normalizzato e lo spostamento verticale normalizzato, mentre $\overline{t_u}$ e $\overline{w_u}$ sono i loro valori ultimi, G è la pendenza iniziale della curva mentre n è la curvatura, con $0 \le n \le 1$.

Lo sforzo di taglio ultimo normalizzato viene calcolato come segue:

$$\overline{t_u}=\frac{\tau_u}{\sigma'_{rc,i}}=\frac{\sigma'_{rc,f}}{\sigma'_{rc,i}}\tan(\delta_{cv}) \tag{3}$$

La $\tan(\delta_{cv})$ viene determinata dalle prove d'interfaccia come il valore di taglio dopo il quale viene stabilito un *plateau* nelle curve $\tau-x$ (Figura 1b) mentre $\sigma'_{rc,f}$è il valore del confinamento radiale a rottura. In questo lavoro è stato calcolato usando una legge di dipendenza lineare con la profondità normalizzata $\frac{z}{L}$, per ciascuna curva $t-z$ vale:

$$\sigma'_{rc,f}=a\frac{z}{L}+b \tag{4}$$

I parametri a e b sono stati stimati interpolando i risultati FE tramite l'approccio dei minimi quadrati con un errore residuo minore del 3.1%. I valori sono riportati in Tabella 2.

Lo sforzo di taglio ultimo, dunque, può essere riscritto come:

$$\overline{t_u}=\frac{\sigma'_{rc,f}}{\sigma'_{rc,i}}\tan(\delta_{cv})=\frac{\tan(\delta_{cv})}{\sigma'_{rc,i}}\left(a\frac{z}{L}+\mathrm{b}\right) \tag{5}$$

$\overline{w_u}$ è scelto dalle prove di interfaccia come il primo valore di spostamento in cui è raggiunta $\tan(\delta_{cv})$ (Figura 1b) .

Il coefficiente di pendenza k delle curve $t-z$ è ottenuto anch'esso dalle prove d'interfaccia come indicato nel riquadro di Figura 1b, dove si evince anche il leggero cambio di pendenza al variare della profondità. Per tenerne conto, la pendenza iniziale G è ottenuta da:

© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

$$G = \frac{k}{\sigma'_{rc,i}}\left(a\frac{z}{L} + \mathrm{b}\right) \quad (6)$$

Infine la curvatura n è una costante, ed è stata determinata interpolando tutte le curve d'interfaccia con l'approccio dei minimi quadrati non lineari con l'impiego del risolutore di Gauss-Newton. I valori utilizzati sono riportati in Tabella 2.

In ABAQUS è stato successivamente creato un modello monodimensionale, in cui il palo è stato modellato come elemento di tipo *truss* e discretizzato in *layers* di ugual dimensione, a ciascun *layer* è stata assegnata una molla non-lineare, rappresentativa del terreno, che segue la legge riportata in Equazione 2.

In Figura 1c è mostrato il buon accordo tra i risultati sperimentali, il modello FE bidimensionale ed il modello FE monodimensionale.

Tabella 2. Parametri del modello monodimensionale.

Parametri		**Valori**
Coefficiente confinamento radiale a rottura	a	78.140
Coefficiente confinamento radiale a rottura	b	9.080
Tangente angolo d'attrito a volume costante	$\tan(\delta_{cv})$	0.510
Spostamento normalizzato ultimo	$\overline{w_u}$	0.055
Coefficiente rigidezza iniziale	k	640
Curvatura	n	0.900

4. CONCLUSIONE E RINGRAZIAMENTI

Per la formulazione di curve di trasferimento del carico assiale, al fine di prevedere la risposta drenata di pali offshore caricati a trazione, sono stati utilizzati test di dati in larga scala in combinazione con un modello FE di *gap-filling* che ha consentito l'estrazione di curve $t - z$ affidabili.

L'equazione proposta, basata sulla funzione conica di secondo grado utilizzata nel *framework* PISA, risulta appropriata per riprodurre le curve $t - z$ FE estratte, i cui parametri sono stati determinati a partire da prove d'interfaccia.

Quello che segue è uno studio preliminare che richiede ulteriori verifiche su pali a diversa geometria e su terreni naturali.

Si ringrazia lo staff tecnico di SoilModels (soilmodels.com) per aver permesso l'utilizzo dei codici *umat* per ABAQUS utilizzati in questo lavoro.

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.

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

Foglia, A., Wefer, M., Forni, F. (2017). Large-Scale Experiments And Load Transfer Analysis Of Piled Foundations Supporting An Offshore Wind Turbines. *Proc. Int. Conf. Offshore Site Investigation And Geotechnics OSIG 2017* London: Society For Underwater Technology.

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.

XII Incontro Annuale dei Giovani Ingegneri Geotecnici. IAGIG 2023. Padova, 31 Maggio - 1 Giugno 2023
© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

ANALISI NUMERICA AL DISCONTINUO PER LO STUDIO TENSO-DEFORMATIVO DI UNA CAVA DI MARMO SOTTERRANEA DELLE ALPI APUANE

Marco Berlinghieri (marco@studiopandolfi.it)
Studio di Ingegneria Pandolfi, Carrara, Italia

Giorgia Parmeggiani (giorgia@studiopandolfi.it)
Studio di Ingegneria Pandolfi, Carrara, Italia

ABSTRACT. Il presente studio propone un approccio metodologico, supportato da strumenti informatici e misurazioni in sito, per lo studio dello stato tenso-deformativo di alcune cave di marmo in sotterraneo delle Alpi Apuane.
Il lavoro è stato condotto presso la 'Cava Sottovettolina", una cava di marmo in sotterraneo situata nelle Alpi Apuane. L'intera area in coltivazione è stata caratterizzata da rilievi topografici con laser scanner e drone, rilievi geotecnici, prove di laboratorio sui materiali per la loro caratterizzazione fisica e meccanica, campagne di misurazioni dello stato di sforzo mediante cella CSIRO e prove Doorstopper. Sono stati quindi realizzati modelli numerici della galleria 2D e 3D, opportunamente tarati sulla base delle misurazioni in sito mediante una valutazione a ritroso, e utilizzati per la simulazione delle future fasi di scavo.
Questo approccio progettuale permette di effettuare una previsione della risposta tensionale e deformativa al contorno di future cavità sotterranee, simulando differenti geometrie di coltivazione in modo da ottimizzare il recupero di materiale in condizione di sicurezza.

1. INTRODUZIONE

Nell'ambito della progettazione delle coltivazioni sotterranee di materiale lapideo, è necessario disporre di strumenti che permettano una previsione della risposta tensionale e deformativa dell'ammasso roccioso.

A tal fine, il complesso roccioso può essere rappresentato da diversi modelli matematici preposti a schematizzare il suo comportamento. L'affidabilità di una simulazione del comportamento meccanico del mezzo fratturato dipende dalla precisione con cui viene definito l'ammasso roccioso, quindi riveste molta importanza la parte di caratterizzazione geologica e geomeccanica del sito e la fase di modellazione geometrica.

Per la modellazione del comportamento meccanico dell'ammasso roccioso in esame viene utilizzato il metodo degli elementi distinti che ne considera la sua natura discontinua. Considerata la particolarità strutturale e la conformazione del sito, si è optato per una trattazione "deterministica" così da simulare fedelmente le differenti litologie e la posizione delle principali discontinuità rilevate in sito.

2. CONTESTO GEOGRAFICO E GEOLOGICO

Le Alpi Apuane rappresentano una finestra tettonica in Appennino settentrionale in cui affiorano due unità metamorfiche (Unità Autoctono Auct. e la sovrastante Unità di Massa) di basso grado metamorfico al di sotto di una pila di falde che dal basso sono: Falda Toscana, Unità di Canetolo (Unità sub-ligure) e Unità Liguri s.l. L'Unità Autoctono è costituita da un basamento pre-alpino (Cambriano sup. – Devoniano?) deformato e metamorfosato durante l'orogenesi Varisica e coperto in discordanza da una successione del ciclo sedimentario alpino (Triassico – Oligocene). L'Unità di Massa è costituita da un basamento pre-alpino rappresentato solo dalla successione del Cambriano sup. – Ordoviciano inf. coperto in discordanza da una successione del ciclo sedimentario alpino di cui è rimasto preservato solo l'intervallo Triassico (Anisico – Lanidico). Nelle unità metamorfiche sono presenti due fasi di deformazione (Carmignani et al., 1990) che sviluppano rispettivamente pieghe anticlinali e sinclinali isoclinali a scala pluri-chilometrica e con assi a direzione appenninica NW-SE (fase 1) e pieghe rovesciate di secondo ordine, localmente di dimensioni chilometriche (fase 2). La seconda fase è connessa all'upflit del massiccio roccioso in condizioni ancora duttili. Con il proseguimento del sollevamento e la transizione da regimi duttili a fragili, si sviluppano piani estensionali a basso angolo che tagliano le strutture

© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

precedenti. La tettonica estensionale prosegue con lo sviluppo di faglie dirette ad alto angolo che ritagliano i precedenti piani a basso angolo.

La zona in esame si trova sul fianco occidentale di una struttura di prima fase: la sinclinale Orto di Donna – M. Altissimo. Come visibile in Figura 1.a in questo punto al nucleo della sinclinale si trovano i diaspri (d) circondati da calcari selciferi (cs), marmi (m) e marmi a Megalodonti (md). Il sito estrattivo si sviluppa a ridosso dell'asse di tale struttura determinando in conseguenza un'inclinazione elevata dei diversi litotipi presenti (anche fino a 60°).

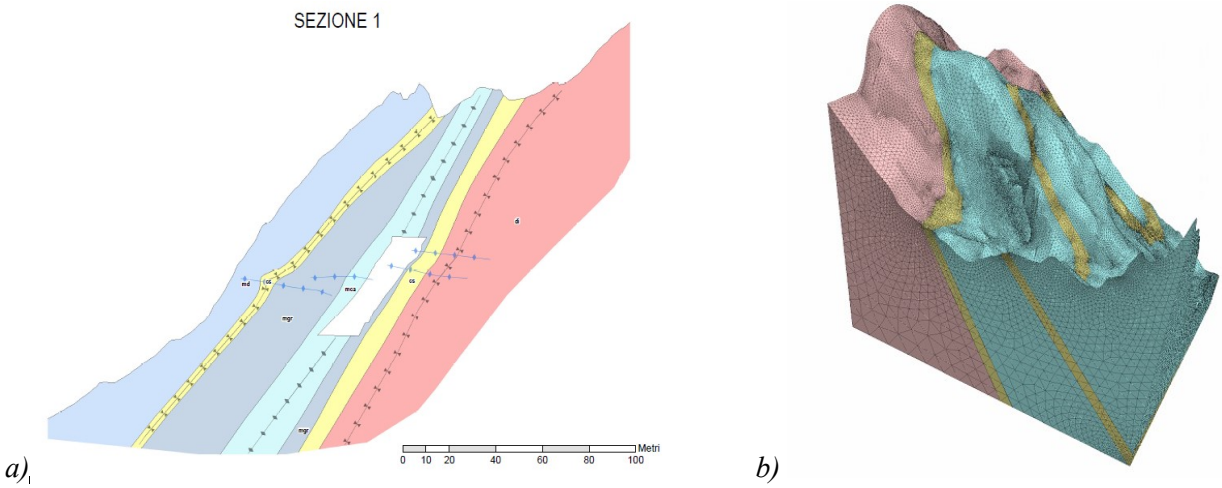


Figura 1. a) Sezione geologica strutturale di dettaglio - Rosso: Diaspri [di], Giallo: Calcari selciferi [cs], Blu: marmi [m]; b) Modello geotecnico 3D della cava.

3. CARATTERIZZAZIONE DEL SITO

Il sito è stato oggetto di un'accurata campagna di indagini, che hanno compreso rilievi topografici della cava mediante fotogrammetria da drone e laser scanner terrestre, rilievi geotecnici tradizionali, rilievi delle fratture in alcuni fori di sondaggio mediante sonda ottica OPTV, campagne di misurazioni dello stato di sforzo mediante cella CSIRO e Doorstopper.

A partire dai modelli 3D ottenuti dai rilievi topografici, dai dati ottenuti dai sondaggi e dai rilievi strutturali condotti nel sito, si è riscostruito, come visibile in Figura 1.b un modello geologico tridimensionale molto preciso.

Lo stato di forzo che agisce in questo sito è stato valutato, nell'ambito di un progetto di ricerca dell'Azienda USL Toscana Nord Ovest - U.O.C. Ingegneria Mineraria e l'Università degli Studi di Siena, utilizzando la metodologia di prova *CSIRO Triaxial HI-CELL* e *Doorstopper.* Per la prima si sono realizzate due stazioni di misura per un totale di quattro test, mentre per la seconda tipologia di prova son stati condotti sei test.

Queste prove consistono nel misurare il rilascio tensionale che avviene effettuando il sovracarotaggio della porzione di foro all'interno del quale è alloggiata la cella deformometrica, attrezzate con strain-ggauges (12 per *CSIRO Triaxial HI-CELL* e 4 per *Doorstopper).*

Le misure sono state eseguite orizzontalmente lungo le direzioni NE-SO, che rappresentano la direzione ortogonale all'avanzamento del sotterraneo.

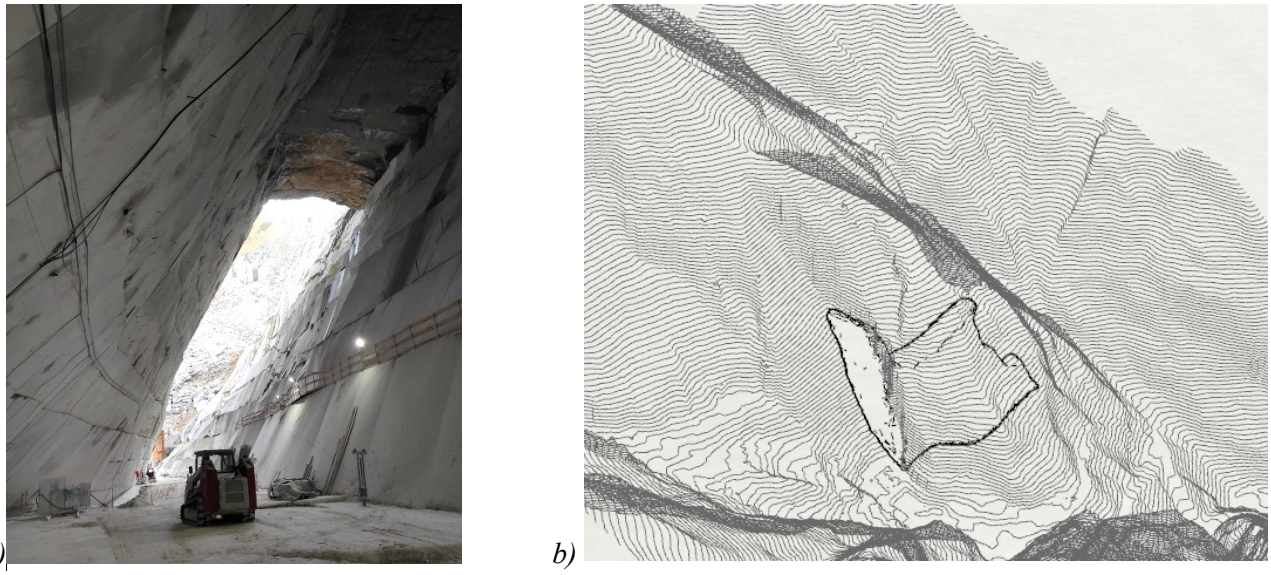
4. MODELLAZIONE DELL'AMMASSO ROCCIOSO E ANALISI DEM 3D

La geometria della coltivazione sotterranea è molto particolare, ha sezione a forma di parallelogramma inclinato di ≈60° e altezza che arriva a 70 m nella zona del portale, come visibile in Figura 2.a. La realizzazione del modello geometrico è stata svolta mediante l'ausilio di un codice di calcolo appositamente messo a punto da *Itasca*, *Griddle*. Esso è un'estensione al software di modellazione geometrica *Rhinocheros*, che permette di riprodurre con gran fedeltà la geometria dello scavo e le fratture rilevate nelle fasi di caratterizzazione del sito (Figua 2.b).

© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

E' stata effettuata la discretizzazione del problema, definendo il reticolo di nodi ed elementi (mesh), e nelle aree dove ci si aspettava forti gradienti tensionali si è utilizzata una maglia più fitta, ottenendo così un modello discreto caratterizzato da un numero finito di gradi di libertà.

Il modello matematico tridimensionale del problema in esame è stato risolto mediante il codice di calcolo agli elementi distinti *3DEC* di Itasca. I metodi agli elementi discreti, o metodi discontinui, rappresentano il sistema come un insieme di corpi distinti, o particelle, che hanno la possibilità di interagire tra loro nel caso di contatto.



a) *b)*

Figura 2. a) Foto dell'interno della cava; b) Modello topografico tridimensionale con la traccia del cantiere sotterraneo.

Attraverso test in sito e prove di laboratorio si sono caratterizzate le diverse litologie con i parametri riportati in Tabella 1.

Tabella 1. Parametri di deformabilità e resistenza della matrice rocciosa.

	Modulo di Young E (GPa)	**Densità γ (kN/m3)**	**Coefficiente di Poissson υ (-)**	**Angolo di attrito interno φ (°)**	**Coesione c (MPa)**
Diaspri	15.8	25.0	0.25	57.17	1.745
Calcari selciferi	18.4	25.0	0.25	53.81	1.626
Marmi	63.1	27.0	0.33	54.62	7.015

L'interazione fra i due lembi di una discontinuità a contatto fra loro è caratterizzata da una rigidezza nella direzione normale (K_n) e una rigidezza nella direzione tangenziale ($\mathbf{K_s}$) rispetto alla direzione di frattura. Le strutture principali sono state caratterizzate attraverso i parametri riportati in Tabella 2.

Tabella 2. Parametri di deformabilità e resistenza delle superfici di discontinuità.

Rigidezza normale della discontinuità K_n (GPa/m)	**Rigidezza di taglio della discontinuità K_s (GPa/m)**	**Angolo di attrito interno residuo φ_r (°)**
40	2	25

Sono state quindi definite le condizioni di bordo, inducendo dei vincoli agli spostamenti sui contorni del modello e imponendo uno stato tensionale al contorno. Le misure di stress condotte hanno permesso di definire lo stato tensionale di progetto e il campo di tensioni laterali K_0, cosi da tarare il modello e validarlo grazie a una rigorosa procedura di back analysis effettuata grazie alla tecnica dei minimi quadrati.

I risultati hanno mostrato, come da previsioni, che il vuoto sotterraneo presenta le maggiori criticità, in corrispondenza dei due spigoli acuti, opposti fra loro a tetto e al piede della galleria inclinata. Il campo di sforzo,

© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

analizzato lungo diverse sezioni del modello, è stato valutato in termini di sollecitazione principale massima, minima e sforzo deviatorico (Figura 3), fornendo valori di picco al di sotto della resistenza del materiale. Infine si è sviluppata una funzione *Fish* per la valutazione del fattore di sicurezza locale, prendendo in considerazione criteri di rottura empirici sviluppati per i materiali lapidei, che considerano la matrice discontinua dell'ammasso roccioso, le condizioni di basso confinamento e le geometrie irregolari dei sotterranei.

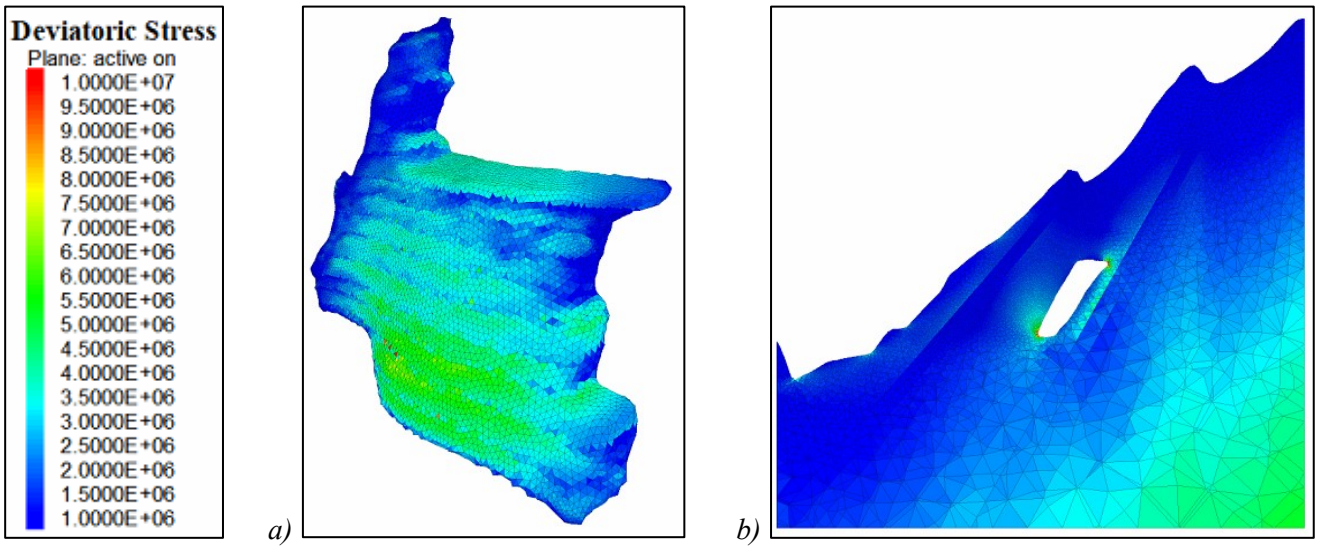


Figura 3. a) Vista assonometrica della distribuzione dello stato di sforzo deviatorico σ_D al contorno della galleria; b) Vista in sezione della distribuzione dello stato di sforzo deviatorico σ_D al contorno della galleria.

5. MONITORAGGIO GEOTECNICO

L'attività di monitoraggio geotecnico condotta presso la cava è stata progettata per controllare l'evoluzione degli stati tensionali e deformativi al contorno dello scavo, in particolare si è scelto di valutare i fenomeni di convergenza della galleria (con l'utilizzo di elettrolivelle tipo *MEMS* biassiale installate in serie), gli spostamenti dell'ammasso roccioso in profondità (con l'utilizzo di estensimetri multibase in foro) e le variazioni di stato tensionale (con l'utilizzo di misuratori di stress da foro e di una cella triassiale *CSIRO*).

6. CONCLUSIONI

Questo articolo presenta un approccio di lavoro, che fa utilizzo delle più moderne tecnologie di rilievo come il laser scanner terrestre, che permette di ricostruire un modello geotecnico tridimensionale con elevata accuratezza e definizione da utilizzare con sofisticati modelli numerici tridimensionali. La metodologia di lavoro presentata nell'articolo è applicata con successo, dallo staff dello Studio di Ingegneria Pandolfi di Carrara, in cave di materiale lapideo italiane, greche e portoghesi; tale approccio ha permesso di studiare il comportamento del mezzo geotecnico nel dettaglio, migliorando l'accuratezza dei risultati. Si tratta quindi di uno strumento progettuale che permette di effettuare una previsione della risposta tensionale e deformativa al contorno di future cavità sotterranee, simulando differenti geometrie di coltivazione in modo da ottimizzare il recupero di materiale in condizione di sicurezza.

8. BIBLIOGRAFIA

Carmignani L., Kligfiled R. (1990). *Crustal extension in the northern Apennines: The transition from compression to extension in the Alpi Apuane Core Complex*. Tectonics, Volume 9, Issue 6, p. 1275-1303.

XII Incontro Annuale dei Giovani Ingegneri Geotecnici. IAGIG 2023. Padova, 31 Maggio - 1 Giugno 2023
© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

TERMINAL CROCIERE: PROGETTAZIONE DELLE FONDAZIONI PROFONDE. INTERAZIONE LATO MARE E LATO TERRA

Irene Sarao Mannelli (irene.saraomannelli@ceas.it)
CEAS s.r.l. Milano

Veronica Minardi (veronica.minardi@ceas.it)
CEAS s.r.l. Milano

Giovanni Canetta (giovanni.canetta@ceas.it)
CEAS s.r.l. Milano

ABSTRACT Negli ultimi anni il settore delle crociere ha riscontrato una repentina crescita, associata ad un aumento della domanda di nuovi terminal in grado di ospitare le grandi navi e di accogliere passeggeri ed equipaggi. Ciò si traduce nella progettazione di strutture di grandi dimensioni, caratterizzate da un sistema fondazionale, di tipo profondo, in parte in acqua ed in parte in terra. Nel presente articolo, si riassumono gli aspetti più rilevanti di un progetto di un terminal crociere fondato su un solettone unico in calcestruzzo armato poggiante su pali circondati per l'intera lunghezza dal terreno, nel tratto di banchina, e su pali immersi parzialmente in acqua, nel tratto di mare. L'obiettivo progettuale è stato quello di studiare diverse alternative geometriche e tecnologiche (come l'utilizzo di una sleeve in acciaio) finalizzate a garantire l'uniformità del comportamento deformativo in condizioni statiche e dinamiche (SLD e SLV) tra i due tratti – quello su pali in terra e quello su pali in acqua - del solettone, in modo tale da evitare problematiche strutturali all'edificio soprastante.

1. INTRODUZIONE

La progettazione di edifici caratterizzati dalla presenza di fondazioni parzialmente in acqua richiede una particolare attenzione. Infatti, date le esigenze architettoniche e funzionali di avere ampi spazi, le pilastrate trasferiscono in fondazione carichi elevati, che nella maggior parte dei casi scaricano le azioni su pali o gruppi di pali di grande diametro, all'incirca coassiali ai pilastri. Inoltre, ogniqualvolta la struttura in elevazione, come nel caso in esame, poggia su un unico solettone in parte sospeso su pali in acqua ed in parte gravante sul terrapieno della banchina, senza la presenza di giunti strutturali, diventa determinante assicurare la compatibilità dinamica e statica delle fondazioni delle due zone. Infatti, la risposta dei due materiali, il terreno e l'acqua, in condizioni di sollecitazione sismica è molto differente: il primo garantisce un confinamento ed una resistenza tangenziale sui pali, mentre il secondo fornisce solamente un confinamento.

L'aspetto più critico è sicuramente quello deformativo.

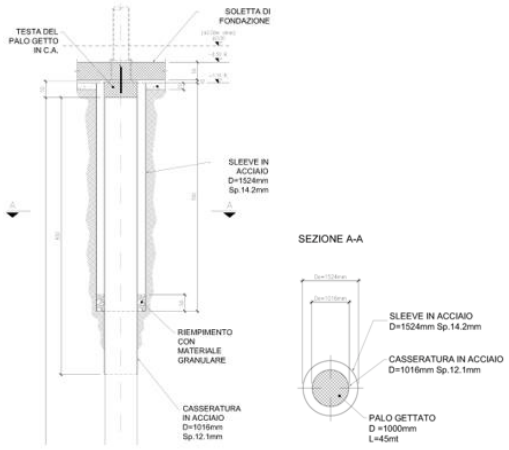


Figura 1. Carpenteria palo di fondazione lato terra con sleeve.

Nel presente articolo viene illustrata la procedura seguita per il dimensionamento delle fondazioni "lato terra", avendo già fissate – in una fase precedente del progetto - quelle "lato mare", in termini di rigidezze e spostamenti. A tal proposito, nel progetto delle fondazioni a terra, al fine di raggiungere gli obiettivi progettuali prefissati, si

© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

sono considerate due soluzioni tecnologiche di base, ottimizzando per ciascuna le geometrie e le caratteristiche dei pali:

1. l'adozione di una sleeve in acciaio, ovvero un profilo metallico circolare cavo a contatto con il terreno, coassiale, ma di diametro sufficientemente maggiore di quello del palo, in modo tale da permettere lo spostamento dello stesso in condizioni sismiche, e approfondito fino a una quota da definire;
2. l'adozione di un diametro inferiore dei pali lato terra rispetto a quelli impiegati lato mare.

2. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Al fine di determinare la stratigrafia del sito in oggetto e le conseguenti proprietà meccaniche dei materiali è stata portata avanti una campagna geognostica basata su prove in sito e prove in laboratorio.

I sondaggi hanno interessato prevalentemente depositi di sabbie fini limose, limi sabbiosi e limi argillosi in banchi più o meno continui spazialmente fino ai 36 m di profondità circa. A circa 36 m di profondità le perforazioni hanno intercettato il cappellaccio di alterazione sotto forma di breccia e sabbia media grossolana; alla base dello strato si ritrova il substrato litoide molto fratturato di calcescisti e arenaria.

Il progetto dei pali prevede l'immorsamento di almeno tre diametri nel substrato.

Tabella 1. Descrizione dei livelli stratigrafici e sintesi dei parametri meccanici di progetto.

Unità geotecnica	Profondità da p.c.	c' [kPa]	ϕ' [°]	E [MPa]	Descrizione stratigrafica
R	0 – 6 m	0	27	15÷25	Riporto antropico, prevalentemente incoerente. Sabbie e ghiaie con presenza di laterizi.
A	6 – 16 m	15	28	3	Limo argilloso e argille limose sabbiose poco consistenti.
B	16 – 20 m	0	34	40÷60	Sabbia fine debolmente limosa e sabbia grossolana con ghiaia.
C	20 – 36 m	15	36	120÷180	Sabbia limosa e limo con sabbia argilloso, consistenza crescente con la profondità.
Substrato	> 36 m	-	-	-	Calcescisto molto fratturato ed alterato sovrapposto ad una compagine rocciosa di arenaria grigia fratturata

3. DIMENSIONAMENTO DELLE PALIFICATE

Analisi deformativa delle fondazioni del molo nel tratto lato mare

Le fondazioni del molo, nel tratto a mare, consistono in pali di fondazione in c.a. disposti con maglia circa 10*10m, lunghezza complessiva di 50m, di cui 14 m in acqua, e diametro 1.6 m. Il calcolo degli spostamenti orizzontali della testa dei suddetti pali non fa parte dell'oggetto del presente documento, ma ne viene riportato il risultato in quanto fornisce l'informazione di input che permette di dimensionare correttamente le fondazioni nel tratto a terra.

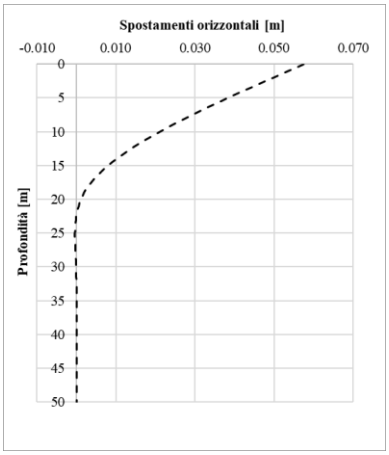


Figura 2. Spostamenti laterali e lungo il fusto del palo – lato mare.

© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

Tali pali, quando soggetti a forze orizzontali dovute all'azione sismica (Stato Limite di Danno, pari a 110 kN), mostrano il profilo di spostamenti nel terreno lungo il fusto rappresentato in Figura 2.

L'analisi svolta con il software LPile, che implementa le curve carico – spostamento del terreno, restituisce uno spostamento massimo in testa di 0.058 m. Tale spostamento in testa fornisce il valore target per il dimensionamento dei pali del lato terra.

Analisi deformativa delle fondazioni del molo nel tratto lato terra

Grazie alla presenza di un solettone di fondazione, la definizione del layout dei pali può prescindere dalla maglia dei pilastri della sovrastruttura. Pertanto, il procedimento che conduce al dimensionamento della palificata "lato terra" muove dalla valutazione delle possibili geometrie dei pali di fondazione (diametro dei pali, interasse e lunghezza della sleeve in acciaio), garantendo allo stesso tempo il soddisfacimento della verifica di capacità portante della palificata.

Al fine di definire la geometria dei pali, sono state eseguite diverse analisi numeriche con il software GROUP, facendo variare il diametro dei pali e la lunghezza della sleeve. Le curve carico - spostamento impiegate sono quelle proposte da Matlock (1970) per le argille (Unità A e C) e da Reese et al. (1974) per i materiali incoerenti. L'interasse scelto, maggiore di 5 diametri, è tale da non richiedere l'analisi di mutua interazione tra i pali del gruppo.

Il modello GROUP (Figura 3a) considera due pali ad un interasse di 5.25 m, di lunghezza 45 m con discretizzazione pari a 0.5 m. La sleeve in acciaio è simulata nel modello con l'assenza di contatto tra palo e terreno. La sua lunghezza viene determinata mediante una procedura iterativa mirata all'ottenimento degli spostamenti in testa al palo di entità pari agli spostamenti individuati durante le analisi delle fondazioni in mare (0.058m). Da queste analisi, definite da una sollecitazione orizzontale pari a 110 kN allo SLD, sono state ottenute le seguenti configurazioni:

- D=1.2m L_{sleeve} = 9 m;
- D=1.0m L_{sleeve} = 7 m;
- D=0.8m L_{sleeve} = 2.5 m.

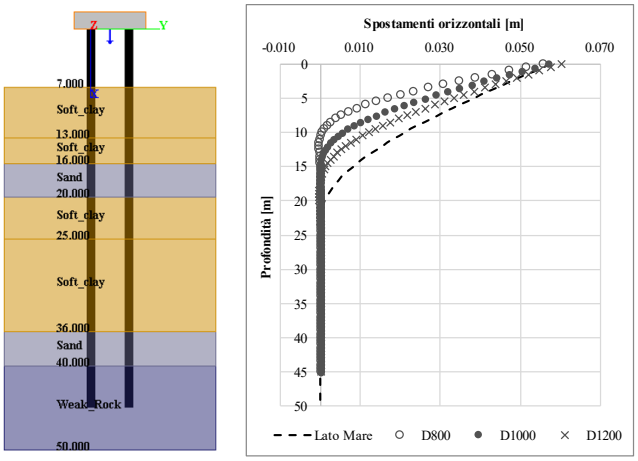


Figura 3. a. Modello GROUP associato a D=1.0m; b. Spostamenti laterali lungo il fusto del palo – lato terra.

In fase progettuale è stata poi scelta la configurazione che ottimizzava i costi della fondazione, definita da D = 1.0m e L_{sleeve} = 7m. In termini di capacità portante, infatti, la suddetta configurazione minimizza i volumi di calcestruzzo perché permette di mantenere la maglia dei pali pari a quella dei pilastri dell'edificio soprastante e mantiene un rapporto L/D inferiore a 50 diametri. In questo articolo si omettono il procedimento di verifica della capacità portante verticale e orizzontale della fondazione profonda e la verifica di congruenza dei cedimenti verticali in condizioni statiche, riportando invece il calcolo di dimensionamento della sleeve.

Dimensionamento della sleeve metallica

La "sleeve", ovvero un elemento di tubo cilindrico coassiale al palo, inserito nel terreno fino ad una certa profondità, ha lo scopo di impedire il contatto palo – terreno nel primo tratto dell'elemento fondazionale.

Il dimensionamento di tale profilo è avvenuto in due step:

© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

a) Analisi in condizioni di Stato Limite di Danno per uniformare lo spostamento in testa dei pali a terra e in mare. Da tale analisi discende la lunghezza minima della sleeve per assicurare il comportamento richiesto;
b) Analisi in condizioni di Stato Limite di Salvaguardia della Vita, utile a calcolare il gap minimo necessario affinché la testa del palo non tocchi la lamiera della sleeve con effetto "martellamento".

Entrambe le analisi sono state eseguite con il software GROUP; i risultati della prima sono riportati al Paragrafo precedente, mentre qui di seguito si riportano i risultati della seconda analisi.

Il modello è il medesimo descritto in precedenza; la massima sollecitazione orizzontale SLV in testa ai pali è pari a 200 kN:

- Spostamento in testa al palo (sommità sleeve): 0.165 m
- Spostamento base sleeve: 0.053 m
- Spostamento differenziale: 0.112 m

In accordo con i dettami dell'NTC2018, par. 7.3.3.3, tale spostamento va amplificato moltiplicando per il fattore di duttilità in spostamento μ_d. Pertanto, il gap minimo radiale è di:

$$d_E = \pm\mu_d * d_{Ee} = 1.5 * 0.112m = 0.168m \quad (1)$$

Nel tratto interessato dalla sleeve, sotto l'effetto del sisma, anche il terreno subisce uno spostamento che, alla quota basale della sleeve, è lo stesso del palo, mentre alla superficie è differente.

Se si considerano le frequenze di interesse per gli spostamenti, quindi inferiori a 1 Hz, e la velocità dell'onda di taglio nel terreno, che è di 180 m/s, si deduce che la lunghezza d'onda minima di interesse è 180 m. Nello sviluppo dei 7m di sleeve, quindi lo spostamento relativo massimo è pari a

$$d_r = d_g \, sen\left(\frac{7}{180}\, 2\pi\right) = d_g * 0.24 \quad (2)$$

essendo d_g il massimo spostamento del terreno, calcolato secondo par. 3.2.3.3 dell'NTC2018:

$$d_g = 0.025 * a_g * S * T_c * T_D = 0.0523 \quad (3)$$

Assumendo $d_g = 0.052\ m$ calcolato sopra, alla base della sleeve, lo spostamento massimo della sommità della sleeve rispetto alla base risulta $d_r = 0.052 * 0.24 = 0.013m$.

Di conseguenza, l'interspazio fra palo e sleeve, per evitare il martellamento, dovrebbe essere non minore di $d_E + d_r = 0.168m + 0.013m = 0.181m$.

4. CONCLUSIONI

Lo studio presentato riporta la metodologia di progettazione di un fabbricato avente fondazioni a contatto con materiali differenti (acqua e terreno) che ne influenzano la risposta deformativa e meccanica, come nel caso di fondazioni profonde in zone portuali. In particolare, analizza la compatibilità delle suddette fondazioni in condizioni dinamiche e propone una soluzione progettuale consistente nell'uso di pali di diametro differente aventi una sleeve in acciaio opportunamente dimensionata in diametro, spessore e lunghezza. Attraverso l'utilizzo del software GROUP, che implementa curve p-y per i diversi strati di terreno, vengono stimate e confrontate le deformazioni orizzontali delle palificate del molo e della banchina.

5. BIBLIOGRAFIA

Matlock, H. (1970). Correlations for Design of Laterally Loaded Piles in Soft Clay. *Proceedings of the 2nd Offshore Technology Conference, Houston*, 22-24 April 1970.

Reese, Lymon C., Cox, William R., and Francis D. Koop (1974). Analysis of Laterally Loaded Piles in Sand. Paper presented at the *Offshore Technology Conference, Houston*, Texas, May 1974.

GROUP, ENSOFT INC, Version 2016. *A program for the Analysis of a Group of Piles Subjected to Vertical and Lateral Loading*.

LPile, ENSOFT INC, Version 2016. *A program to Analyze Deep Foundations Under Lateral Loading*.

XII Incontro Annuale dei Giovani Ingegneri Geotecnici. IAGIG 2023. Padova, 31 Maggio - 1 Giugno 2023
© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

IL PROGETTO SOTRA LINK (NORVEGIA): UN'APPLICAZIONE DELLA METODOLOGIA BIM IN AMBITO GEOTECNICO

Enrico De Panicis[1] (enrico.depanicis@pini.group), Gianluca Bella[1] (gianluca.bella@pini.group), Dario Della Femina[1] (dario.dellafemina@pini.group), Andrea Biagi[2] (a.biagi@webuildgroup.no), Matteo Giani[1] (matteo.giani@pini.group), Guido Barbieri[1] (guido.barbieri@pini.group)

[1] *Pini Group SA, Lugano, Svizzera*
[2] *Sotra Link Construction, Knarrevik, Norvegia*

ABSTRACT. Il presente articolo espone i benefici dell'utilizzo della metodologia BIM (*Building Information Modelling*) nell'ambito del Progetto "Sotra Link", che comprende la realizzazione di diverse opere sotterranee e di superficie tra l'isola di Sotra e la città di Bergen (Norvegia), tra le quali 12,5 km di gallerie e un ponte sospeso di 900 m di lunghezza. In tale contesto, l'approccio BIM ha consentito un efficiente scambio di informazioni tra i differenti gruppi di progettazione ed il cliente, oltre alla creazione di un database completo di progetto, garantendo così la coerenza tra le varie discipline coinvolte, ottimizzando le scelte progettuali e i costi dell'intero progetto. Questa metodologia ha infine permesso la creazione di un modello geotecnico/strutturale globale di tutte le gallerie ed opere di sostegno in grado di costituire una fonte di dati unificata del progetto finale.

1. INTRODUZIONE

Il BIM è una metodologia di progettazione ormai consolidata nell'industria delle costruzioni. Nata in ambito edilizio, negli ultimi anni essa sta conoscendo una rapida diffusione anche nel contesto della progettazione di infrastrutture (InfraBIM). La progettazione BIM si distingue dal processo progettuale tradizionale per alcune caratteristiche peculiari (Eastman *et al*., 2008): i) è digitale; ii) anziché essere basato su disegni bidimensionali, l'approccio BIM fa ricorso a rappresentazioni tridimensionali (modelli BIM) basati su oggetti contenenti informazioni non solo geometriche ma anche alfanumeriche; iii) è caratterizzato da una struttura dei dati completa e dotata di coerenza interna tra tutte le rappresentazioni di ogni componente del modello. In tempi recenti, alcuni Autori hanno trattato di esperienze d'adozione della metodologia BIM nella progettazione di opere infrastrutturali (Barone, 2021), opere civili di interesse geotecnico quali tunnel e dighe (Silva *et al*., 2021). I risultati di questi studi hanno dimostrato i vantaggi dell'adozione del BIM principalmente in relazione alla riduzione delle incertezze nella progettazione, alla più efficace comunicazione tra gli attori del processo progettuale, alla migliore gestione delle interferenze e all'ottimizzazione dei costi sia in fase di costruzione che di gestione dell'opera (Sari *et al*. 2020).

Il presente lavoro illustra i risultati dell'applicazione dell'approccio BIM nella progettazione di una grande infrastruttura comprendente opere sotterranee e geotecniche: il Progetto "Sotra Link" in Norvegia.

2. IL PROGETTO "SOTRA LINK"

Il Progetto "Sotra Link" (PSL) è uno dei maggiori progetti norvegesi nell'ambito delle infrastrutture viarie. Esso prevede la progettazione, costruzione e gestione di un sistema di 9 km di autostrade, 12,5 km di gallerie e ponti tra la città di Bergen e l'isola di Sotra nella contea occidentale di Vestland. Il PSL ha adottato la metodologia BIM per l'intero processo di progettazione, incluse tutte le opere sotterranee, gli scavi e le opere di sostegno.

3. LA METODOLOGIA BIM APPLICATA AL PROGETTO DI OPERE SOTTERRANEE

Il Progetto Sotra Link è un progetto complesso in quanto coinvolge molteplici ambiti e relative competenze. In tale contesto l'approccio BIM è risultato di fondamentale importanza per garantire la collaborazione tra gruppi di lavoro e l'integrazione delle discipline relative alla progettazione delle opere sotterranee. Questo obiettivo è stato raggiunto tramite la creazione di un database di progetto unificato, costituito dall'unione di molteplici modelli digitali di progetto collegati tra loro. La creazione dei modelli digitali si basa su un flusso di lavoro nel quale i dati progettuali delle diverse discipline sono processati e integrati nei modelli. Questi ultimi vengono poi

© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

uniti in un modello *container* caricato su una piattaforma digitale dedicata (*Common Data Environment* o CDE), pronto per essere verificato ed eventualmente riprocessato secondo un processo iterativo di aggiornamento dei modelli (Fig.1). In tale contesto, si possono distinguere le seguenti fasi del flusso di lavoro:

1) produzione dei dati di input (dati geologici, geotecnici, strutturali, stradali);
2) processamento dei dati;
3) modellazione BIM e controllo interno del modello;
4) creazione e caricamento sul CDE del *container model* relativo a una singola area di progetto;
5) controllo del "modello di coordinamento" (*coordination model*) sul CDE.

3.1 Produzione e processamento dei dati di progetto

Nell'ambito delle opere in sotterraneo previste per il PSL, i dati geologici sono stati integrati in un modello geologico costituito da unità omogenee dipendenti dal valore stimato dell'indice di classificazione degli ammassi rocciosi, ossia il "Q-value" (Barton *et al*. 1974). Sulla base di questo modello sono quindi state definite delle classi di supporto omogenee lungo i tracciati dei tunnel, a ciascuna delle quali è associata una specifica tipologia di sostegno (*rock support*). Nell'ambito delle opere di sostegno previste nel PSL, i modelli BIM sono stati creati a partire dai dati relativi a muri in terra rinforzata, chiodature in roccia e pareti chiodate. Infine, nel contesto delle opere in calcestruzzo armato previste, i modelli BIM sono stati implementati a partire dai dati relativi alla progettazione dei portali e degli elementi strutturali dei tunnel. Tutti questi dati sono processati per essere tradotti in informazioni direttamente impiegabili nella creazione dei modelli BIM (Fig.2).

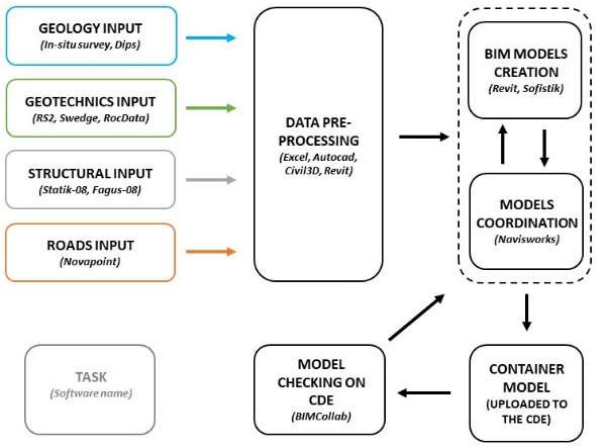


Figura 1. Schema del flusso di lavoro: dai dati di input ai modelli BIM.

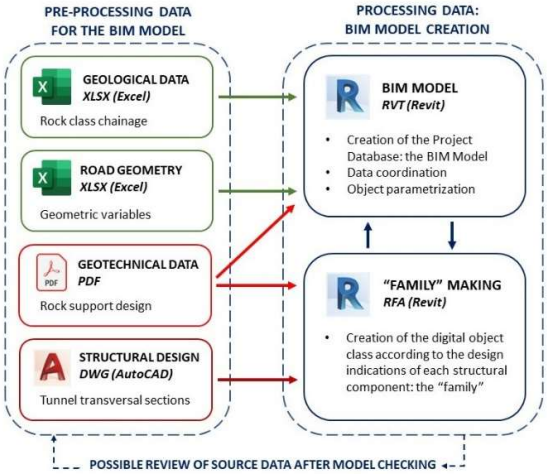


Figura 2. Flusso di lavoro dal pre-processing alla creazione del modello BIM.

3.2 Creazione dei modelli BIM: "famiglie" parametriche e automazione dei processi di modellazione

Il primo passo nella creazione dei modelli BIM consiste nella creazione di un database di "famiglie", componenti tridimensionali e parametrici che rappresentano un tipo specifico di elemento costruttivo: per esempio, un particolare tipo di chiodo per il *rock support*. Le famiglie sono parametriche in quanto le caratteristiche del singolo componente, così come i dati alfanumerici in esso contenuti, possono essere modificati agendo su determinati parametri, ad esempio la posizione del chiodo rispetto alla superficie di scavo. Attraverso *script* appositamente realizzati nell'ambiente di programmazione Dynamo Revit, i componenti vengono inseriti nel modello e parametrizzati con i dati di progetto (Khalikov, 2022). Per esempio, la "famiglia" dei chiodi contiene dei punti adattivi che ne controllano la posizione: agendo su determinati parametri, uno script Dynamo può creare automaticamente file di chiodi allineati lungo determinate linee di supporto all'interno del modello, con un passo costante determinato dall'utente (Fig.3-4).

© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

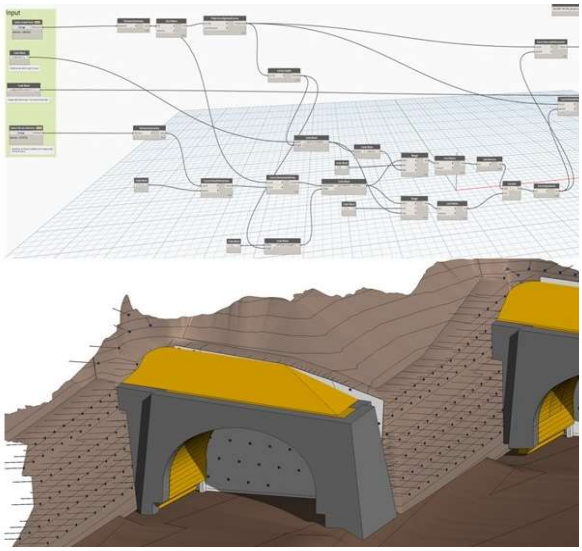


Figura 3: Esempio di struttura di script Dynamo (in alto); creazione automatica dei chiodi nel modello BIM, portale Ovest del tunnel di Kolltveit (in basso).

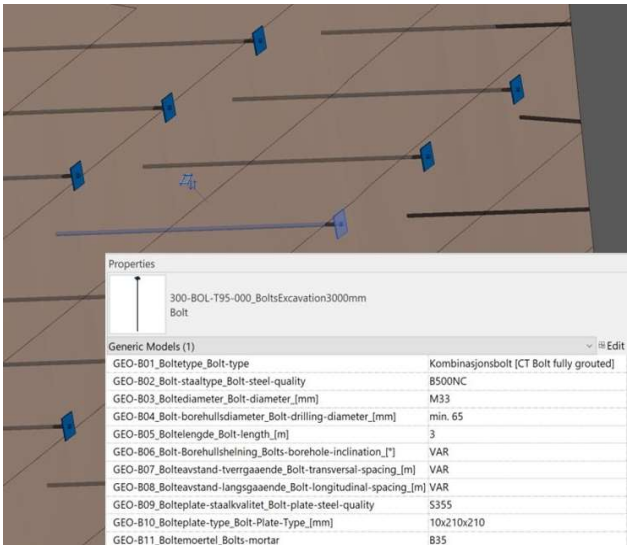


Figura 4: Dettaglio dei chiodi del portale Ovest del Kolltveit tunnel e parametri del singolo chiodo.

3.3 Modellazione BIM del rock support delle canne dei tunnel

La modellazione BIM delle canne dei tunnel rappresenta un ulteriore esempio di progettazione parametrica applicata alle strutture sotterranee. Essa si basa su dati geologici e geotecnici, in particolare sulla definizione delle classi di roccia e sul metodo di scavo utilizzato, definiti in precedenza dal progettista geotecnico. I dati vengono processati modellando le caratteristiche strutturali delle tipologie di supporto allo scavo in relazione a ciascuna classe di roccia. Tali caratteristiche sono implementate all'interno di "famiglie parametriche" (Fig.5) che contengono al loro interno i componenti strutturali e i relativi parametri che ne controllano la configurazione stessa, ad esempio il passo trasversale dei chiodi o lo spessore del calcestruzzo spruzzato. Il modello BIM viene dunque realizzato creando "istanze" di tali famiglie lungo il tracciato stradale, secondo le classi di roccia attraversate, utilizzando un plug-in sviluppato da Sofistik (Fig.6).

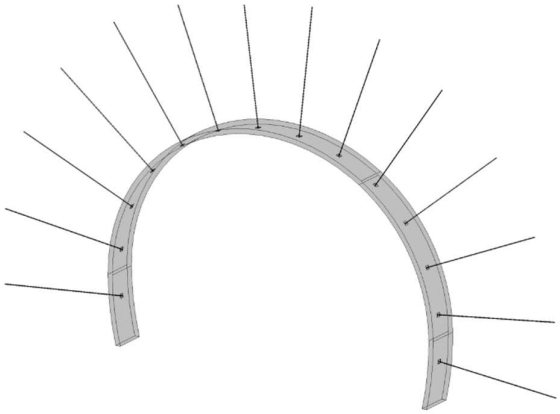


Figura 5: Famiglia parametrica del rock support del tunnel (classe di roccia IVa).

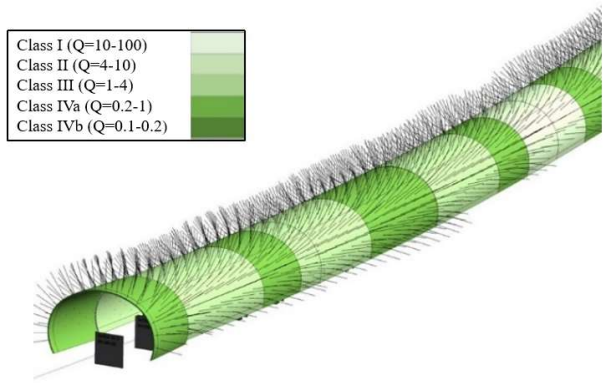


Figura 6: Kolltveit tunnel: creazione del "rock support" (calcestruzzo spruzzato e chiodi) per ogni classe di roccia.

3.4 Creazione dei modelli BIM "container" e del modello BIM di coordinamento

I modelli BIM sono tutti georeferenziati: tale caratteristica consente l'agevole unione dei modelli di una determinata area in un singolo modello detto *container model* (Fig.7). Questo modello viene caricato sulla piattaforma digitale di condivisione (CDE), nella quale i modelli di tutte le discipline (geotecnica, strutture, impianti, etc.) sono a loro volta uniti in un unico modello di coordinamento, ossia il *coordination model*, il quale

© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

costituisce il database completo dell'intero progetto. Esso permette la verifica finale delle interferenze tra le discipline differenti e la validazione finale dei modelli (Fig.8).

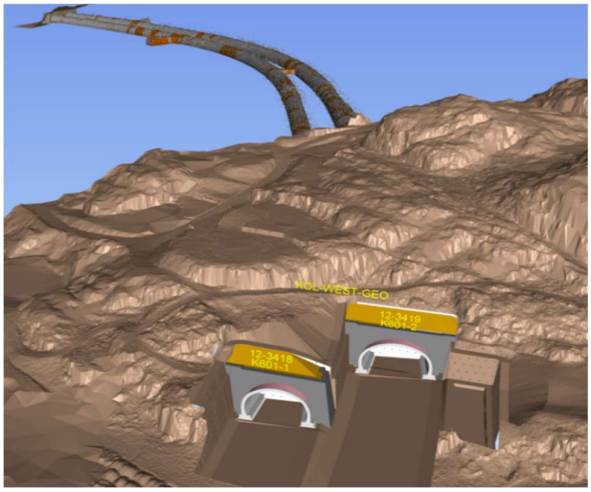


Figura 7. Vista di un modello "container" per la disciplina strutturale del tunnel di Kolltveit.

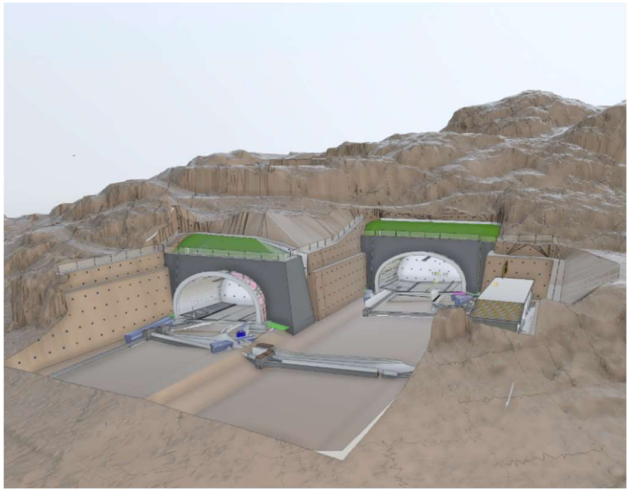


Figura 8. Coordination model sul CDE (BIMCollab) visto dal portale Ovest del Kolltveit tunnel.

4. STATO DEI LAVORI

L'appalto è stato assegnato nel settembre 2021 per un valore totale di 1,25 miliardi di euro. Il PSL è attualmente nella fase di "progettazione di dettaglio" con le attività di modellazione e calcolo in linea con le tempistiche di consegna e termine previsto per la fine del 2023. L'infrastruttura sarà aperta al traffico nel 2027.

5. CONCLUSIONI

La presente nota ha illustrato sinteticamente i principali benefici nell'utilizzo della metodologia BIM nel contesto di un progetto complesso quale il Sotra Link Project. L'approccio BIM per la progettazione di opere sotterranee ha infatti comportato un miglioramento della qualità del progetto sotto molteplici aspetti, garantendo una comunicazione più efficiente tra i gruppi di progetto, un'ottimizzazione delle scelte progettuali riducendo gli errori, una migliore gestione delle interferenze nel tempo e nello spazio, oltre ad una più precisa stima delle quantità. L'approccio BIM ha altresì consentito una descrizione più completa e integrata dell'intero progetto, assicurandone una gestione accurata in ogni sua fase.

6. BIBLIOGRAFIA

Barone J. (2021). 4 reasons why 3D modeling and BIM are the future of infrastructure design. Available from: https://www.stantec.com/en/ideas/4-reasons-why-3d-modeling-and-bim-are-the-future-of-infrastructure-design.

Barton N., Lien R., Lunde J. (1974). Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 06(4): 189-236, 1974.

Eastman C., Teicholz P., Sacks R., Liston K. (2008). BIM Handbook: A Guide to Building Information Modeling for Owners, Managers, Designers, Engineers, and Contractors. John Wiley & Sons; Hoboken, New Jersey, USA.

Sari Y., Catur W., Cahyo Kresnanto N. (2020). Building Information Modeling (BIM) for Dams-Literature Review and Future Needs. Journal of the Civil Engineering Forum, 6(1).

Silva M.C., de Carvalho M., Hudson A.F., Martinas J., Marques L., Counto R. (2021). Desenvolvimento do processo de certificação Building Infomation Modeling (BIM) para aplicação em barragens de rejeito alteadas à jusante: CUB-e GEO. *Brazilian Journal of Development* 07(5): 46379-46398.

Khalikov R. (2022). REVIT+DYNAMO. *Pindus Journal of Culture Literature and ELT*, 2(1): 57-63.

XII Incontro Annuale dei Giovani Ingegneri Geotecnici. IAGIG 2023. Padova, 31 Maggio - 1 Giugno 2023
© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

INTERAZIONE TERRENO-STRUTTURA: LE NUOVE FRONTIERE DELL'INTEROPERABILITA'

Ing. Samuele Perni (perni@harpaceas.it)
Sales Engineer Structural and Geotechnical Engineering Department, Harpaceas srl

Ing. Ada Zirpoli (zirpoli@harpaceas.it)
Technical Manager Structural and Geotechnical Engineering Department, Harpaceas srl

ABSTRACT. Nell'articolo si illustra**,** attraverso il progetto di un edificio alto in cemento armato su fondazione diretta a platea, la nuova metodologia interoperabile tra l'ambiente di calcolo geotecnico Flac3D e quello di calcolo strutturale Midas Gen, finalizzata al calcolo dei cedimenti e alla definizione del sistema fondazionale. Il caso studio rappresenta un esempio estremamente complesso che ha richiesto una raffinata analisi globale di interazione tra terreno, struttura fondazionale e sovrastruttura.

1. INTRODUZIONE

In questi ultimi anni nella comunità scientifica è aumentato molto l'interesse per il tema dell'interazione tra struttura e terreno. La difficoltà di questo tipo di analisi sta nella scelta di un unico modello fisico-matematico che descriva nel modo più appropriato il fenomeno globale sia lato strutturale sia lato geotecnico. Infatti, l'evoluzione della deformazione dei terreni di fondazione sotto l'azione della sovrastruttura, fino eventualmente alla rottura, induce spostamenti relativi e assoluti che causano una modifica dello stato tensionale interno agli elementi strutturali, a quelli in elevazione come a quelli in fondazione a diretto contatto con il terreno stesso. Questa esigenza costituisce una delle sfide concettuali più importanti per quanto concerne il labile confine tra l'ingegneria geotecnica e l'ingegneria strutturale.

La soluzione sta nell'interoperabilità diretta ovvero nella possibilità di far comunicare i due ambienti di calcolo: quello geotecnico e quello strutturale. Lo scopo del progetto in esame è la valutazione degli effetti dell'interazione terreno-struttura con riferimento al progetto esecutivo del sistema fondazionale di un edificio alto in c.a. Il dialogo è assicurato mediante il link tra Midas Gen, strumento leader a supporto dell'ingegneria strutturale e Flac3D, software general purpose (A.Zirpoli, 2020) per le analisi numeriche al continuo in ambito geotecnico. Data la complessità strutturale, il caso si può ritenere emblematico dell'importanza dell'interoperabilità al fine del dimensionamento del sistema fondazionale, garantendo una stima dei cedimenti accurata, che ha portato poi alla decisione di un rinforzo strutturale con colonne di jet grouting.

2. IL CASO DI STUDIO DI EDIFICI A TORRE SU BASAMENTO A PARCHEGGIO INTERRATO DI DUE PIANI

L'intervento prevede la realizzazione di quattro nuovi fabbricati a torre ad uso residenziale a Milano e relativi interrati adibiti a box auto, cantine e locali tecnici.

In particolare, sono previsti due differenti lotti, strutturalmente indipendenti, composti ciascuno da due torri e dai rispettivi interrati. Le quattro torri residenziali presentano un'altezza variabile dai 55 agli 80 m fuori terra e i tre piani interrati.

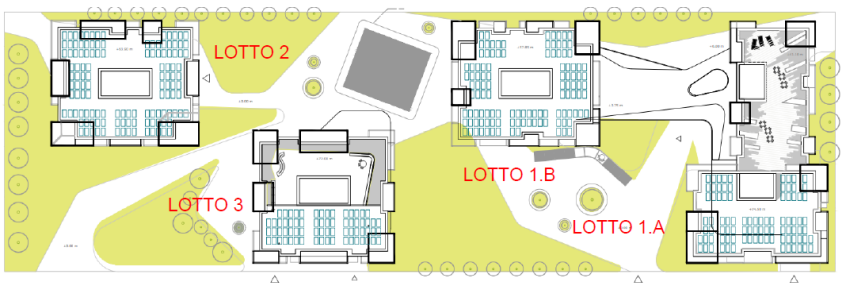


Figura 1. Configurazione area di intervento con la posizione dei singoli lotti

© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

2.1 Modellazione strutturale

Per ragioni di simmetria è stata considerata una singola torre. La torre è un edificio alto in cemento ad uso residenziale costituito da ventisei impalcati poggiante su fondazione diretta a platea. La struttura è a telaio con un nucleo ascensore costituito da setti sismo-resistenti in c.a.
Il modello strutturale è stato realizzato con il software agli elementi finiti Midas Gen, della software-house Midas IT e contempla circa 49.000 elementi tra beam, truss, plate e wall. I carichi gravitazionali, permanenti portati strutturali e non strutturali e i carichi accidentali sono stati applicati attraverso i pressure loads e beam loads su solette e travi rispettivamente.

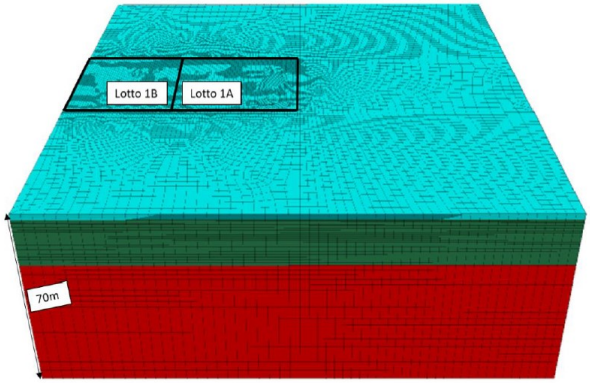
2.2 Modellazione geotecnica

La torre alta poggia su terreni granulari di prevalente natura sabbioso-ghiaiosa di addensamento crescente con la profondità, con la presenza di alcune lenti sabbiose debolmente limose.
Il modello geotecnico del sottosuolo è stato realizzato con il software FLAC3D 9.0. (Fast Lagrangian Analysis of Continua), sviluppato da ITASCA Consulting, il quale consente di affrontare problemi di meccanica del continuo, determinando gli stati tensionali e deformativi in un dominio tridimensionale, le cui caratteristiche sono definite da leggi di costitutive di tipo elastico o plastico e da imposte condizioni al contorno, implementando il metodo delle differenze finite. Il modello tridimensionale comprende i lotti 1A e 1B, le porzioni di terreno che si estendono per 90 m ad Est del lotto 1A e per 70 m a Nord ed a Sud dei due lotti ed infine il terreno sottostante la fondazione
fino a circa 70m di profondità dalla quota di imposta della fondazione. Quest'ultima rappresenta la sommità del modello. Il confine tra il lotto 1B con i lotti 2 e 3 viene modellato come piano di simmetria in modo tale da massimizzare i cedimenti differenziali. Di seguito la stratigrafia riportata nella Tabella 1:

Tabella 1. Stratigrafia di riferimento

	Spessore (m)	Angolo di attrito (°)	Modulo di Young (Pa)
Strato 1	2	32	70e6
Strato 2	20	35	110e6
Strato 3	38	33	120e6

La falda è presente ad una profondità di circa -15 m dal piano campagna e per l'iniziale analisi geostatica è stato adottato il modello costitutivo rigido-plastico perfetto Mohr-Coulomb.
Per la successiva analisi dei cedimenti il modello del terreno invece usato è stato il modello costitutivo Plastic Hardening (ITASCA Consulting Group,2023) più appropriato per sviluppare la tematica deformativa di terreni granulari, quando soggetti a fasi di scarico (scavo) e ricarico (nuova costruzione, reinterro ecc.), in quanto è in grado di simulare numericamente il comportamento non lineare dei terreni (teoria della plasticità e incrudimento). In particolare, il modello Plastic Hardening permette di simulare una risposta meccanica incrudente del terreno sia a taglio che volumetrica, tenendo conto anche della variazione di rigidezza sia in condizioni di scarico/ricarico che per basse deformazioni.



© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

Figura 3. Modello geotecnico

3. LINK FLAC3D-MIDAS GEN

Il modello così completato in Midas Gen è stato poi trasferito, tramite un tool sviluppato dal settore DigitalTransformation di Harpaceas, nel programma geotecnico Flac3D. La realizzazione di questo applicativo è stata consentita, da un lato, dalla possibilità offerta dai prodotti Midas di descrivere il modello per mezzo di un file numerico formattato e, dall'altro, grazie al linguaggio di programmazione disponibile in tutti i software sviluppati da Itasca (il linguaggio FISH); inoltre parte del codice è stato ottimizzato lavorando anche in ambiente Python, direttamente accessibile dall'interno di Flac 3D (A.Zirpoli, 2020).

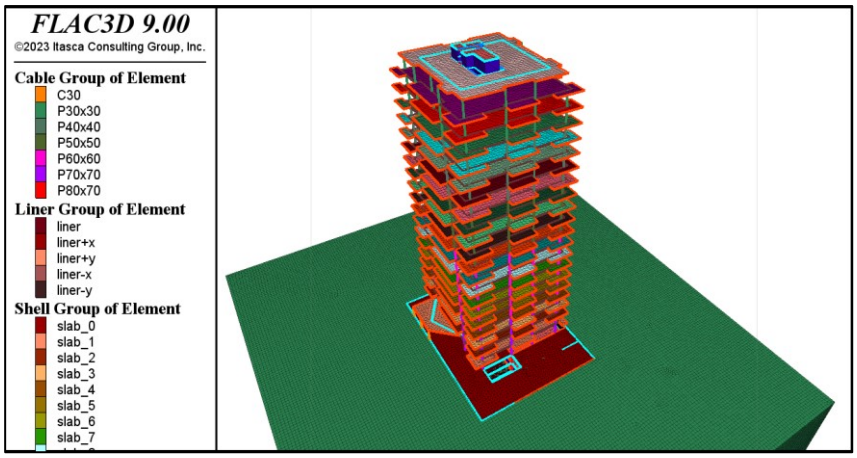


Figura 4. Importazione modello Midas Gen in Flac3D

3.1 Risultati – Fondazione diretta su terreno naturale

Nel seguito sono illustrati i risultati dell'analisi in termini di spostamenti verticali.

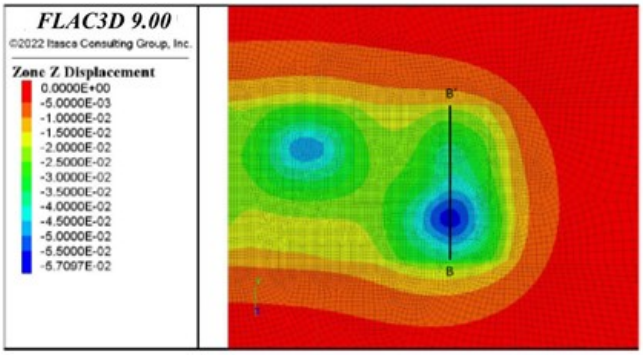


Figura 5. Cedimenti verticali

Il cedimento massimo si registra in corrispondenza del core della torre del lotto 1A ed è dell'ordine dei 6 cm. Il cedimento medio del fabbricato è invece pari a 4 cm. Si sottolinea un cedimento differenziale di circa 2 cm (come da figura relativa alla sezione B-B'). Tali spostamenti, considerato l'assetto fondazionale delle platee dei fabbricati e degli interrati, non rispettano i requisiti progettuali che impongono valori di cedimenti differenziali dell'ordine del centimetro.

3.2 Risultati – Fondazione diretta con consolidamento del terreno - colonne jet grouting

Considerati i notevoli cedimenti differenziali previsti dall'analisi deformativa della fondazione superficiale

© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

si ricorre al consolidamento del terreno per migliorare le caratteristiche di rigidezza dello stesso tramite colonne in jet grouting.

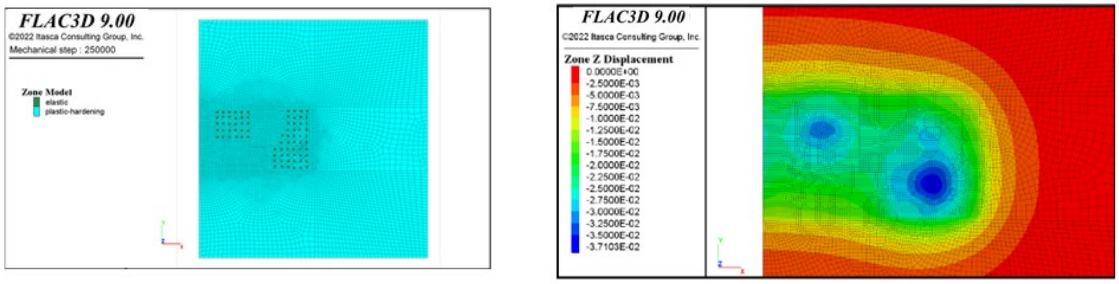


Figura 6. Spostamenti verticali al piano di posa della fondazione: fondazioni su colonne jet grouting

L'analisi numerica eseguita ha le stesse ipotesi dell'analisi precedentemente descritta ma in aggiunta vengono modellate le colonne come 'zone' (elementi solidi) caratterizzate da un comportamento elastico. Le colonne sono posizionate al di sotto delle torri seguendo una maglia 5m x 5m, e prevedono un diametro di 180 cm. Si può notare come l'utilizzo delle colonne in jet grouting abbia ridotto i cedimenti di circa il 30% rispetto al caso di terreno naturale; conseguentemente, si stima un cedimento differenziale massimo di circa 1 cm. Tale valutazione risulta essere in accordo con i requisiti di progetto.

4. CONCLUSIONI

È stato mostrato un esempio di interoperabilità tra il mondo del calcolo strutturale ed il mondo del calcolo geotecnico. L'idea dello sviluppo di questo particolare link deriva dalla necessità di ottimizzare le informazioni ottenibili dal calcolo numerico, unendo funzionalità proprie del mondo geotecnico (modellazione al continuo dei terreni con legami costitutivi specialistici, gestione dell'acqua ed inizializzazione dello stato tensionale) con quelle più tipiche di un software di calcolo strutturale, tipicamente modellazione agli elementi finiti, definizione dei carichi e dei vincoli. Lo sviluppo è stato possibile grazie "all'apertura" dei due software utilizzati: Midas Gen permette uno scambio dati (anche parziale) per mezzo di un file numerico formattato, mentre Flac 3D oltre ad avere un linguaggio di programmazione interno, consente di costruire codici ed istruzioni in linguaggio Python.
Per problematiche complesse l'uso del link è necessario al fine di ottenere risultati avanzati che la modellazione separata non avrebbe permesso di raggiungere, ottimizzando quindi la scelta progettuale.
L'uso del link tra i due ambienti costituisce la strada futura da percorre, al fine di eseguire analisi avanzate e globali come sempre più richiesto dalla Normativa, motivo per il quale il link funziona anche in direzione inversa permettendo di importare nel Midas Gen, i cedimenti del terreno dal Flac3D, potendo quindi eseguire le verifiche strutturali con l'effettivo stato deformativo del terreno.
I prossimi passi di sviluppo dell'interoperabilità puntano al passaggio totale dall'ambiente di calcolo strutturale di tutte le funzionalità avanzate come ad esempio analisi per fasi, sezioni composte, carichi da traffico veicolare, accelerogrammi ecc.

BIBLIOGRAFIA

ITASCA Consulting Group, Inc, Itasca Software 9.0 documentation, Chioce of Constitutive Model – 2023

A.Zirpoli (2020). L'interazione terreno-struttura per la valutazione del sistema fondazionale di un edificio multipiano- Ingenio – settembre 2020

A.Zirpoli (2020). L'interoperabilità tra calcolo strutturale e geotecnico per lo studio della sicurezza di ponti esistenti - Ingenio – ottobre 2020

XII Incontro Annuale dei Giovani Ingegneri Geotecnici. IAGIG 2023. Padova, 31 Maggio - 1 Giugno 2023
© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

OPERE DI CAPTAZIONE E REGIMENTAZIONE DELLE ACQUE SUPERFICIALI E METEORICHE REALIZZATE CON PIANTE ERBACEE PERENNI A RADICAZIONE PROFONDA E RESISTENTE DIRETTAMENTE SUL TAL QUALE SU VERSANTI E RILEVATI IN TERRE E AMMASSI ROCCIOSI.

Marcello Zarotti (marcello.zarotti@pratiarmati.it)
Prati Armati srl

ABSTRACT. I processi erosivi del suolo possono danneggiare gravemente infrastrutture ed ambiente. Le precipitazioni intense possono erodere fortemente i terreni, colmare canalette e fossi di guardia realizzati per la captazione e regimentazione delle acque meteoriche e superficiali, scalzare il piede di opere civili, causare l'interrimento di corsi d'acqua, bacini idrici e così via. Fra le tecniche che hanno dimostrato particolare validità nel contrastare questi fenomeni, le Piante Erbacee Perenni a Radicazione Profonda e Resistente rappresentano una soluzione ottimale dal punto di vista tecnico, economico, ambientale, di realizzazione, per l'assenza di manutenzione e con un consumo energetico e di inquinamento per l'installazione fino a 100 volte inferiore rispetto a tecniche tradizionali. Con questa tecnologia è possibile realizzare innovative opere di captazione e regimentazione delle acque superficiali e meteoriche direttamente sul tal quale o addirittura sfruttando le naturali linee di ruscellamento già presenti.

1. LA TECNOLOGIA INNOVATIVA E NATURALE

Le Piante Erbacee Perenni a Radicazione Profonda e Resistente bloccano l'erosione ed influenzano positivamente la stabilità del versante grazie alle proprietà di isolamento idraulico e di traspirazione: diminuisce l'infiltrazione, si riduce la fessurazione e la pressione interstiziale, migliorando così i principali parametri geomeccanici dei terreni. Tale armatura vegetale protegge inoltre dall'interrimento le tradizionali opere idrauliche superficiali quali canalette e fossi di guardia, generalmente realizzate con materiali plastici, metallo, calcestruzzo, e così via e viene anche annullata ogni manutenzione a lungo termine. (Rettori A, at, 2010, *Stabilizzazione superficiale di versanti con la tecnologia Prati Armati®: implementazione di un modello di calcolo per la valutazione del coefficiente di sicurezza.)*

2. BASE SCINTIFICA DI RIFERIMENTO

È noto in letteratura che le radici, sotto il profilo meccanico, incrementino la resistenza al taglio dei terreni. (Napoli P. at al, 2014. Interazione terreno-vegetazione nei fenomeni superficiali di instabilità dei versanti. Culture Territori Linguaggi – 5, 201, Università degli Studi di Perugia). Fino ad oggi l'attenzione è stata posta su piante arboree che presentano radici di grandi dimensioni. Le piante erbacee a radicazione profonda sono invece caratterizzate da un apparato radicale profondo sottile e resistente che presenta numerosi vantaggi per il contrasto all'erosione e la regimentazione delle acque in quanto creano un manto uniforme e sono in grado di resistere anche a eventi meteorologici molto intensi e non prevedibili. Studi e sperimentazioni in questo senso (Apollonio C., et al, 2021, *Hillslope Erosion Mitigation: An Experimental Proof of a Nature-Based Solution*) sono state effettuate presso università, enti di ricerca, etc: l'università della Tuscia in collaborazione con l'università di Perugia hanno ad esempio sperimentato, su una collina sperimentale attrezzata e strumentata, la capacità di evitare qualunque erosione e rallentare il deflusso dell'acqua sottoponendo le parcelle a carichi di irrorazione di acqua di 2200 litri/m^2/giorno. L'erosione misurata è diminuita di oltre 1000 volte rispetto a parcelle non inerbite, rallentando istante per istante il flusso idraulico (cfr filmato Rai 1 – Linea Verde: https://www.pratiarmati.it/articoli-scientifici/i-prati-armati-hanno-resistito-a-2-200-litri-m2-in-24-ore-nessuna-erosione/)

Le radici di queste piante erbacee sono in grado di svilupparsi in qualunque litotipo penetrando anche alcuni metri nei terreni sciolti e non compattati; presentano resistenze a trazione certificate dai laboratori dell'università di idraulica agraria di Milano di oltre 200 MPa; sono sottili, con diametro inferiori a 3 mm e omogenee lungo tutto il loro sviluppo. Si evitano così effetti destabilizzanti dovuti a rigonfiamenti e ingrossamenti ad esempio in strati rocciosi alterati, conglomerati etc. (Bischetti G.B., Bonfanti F.& Greppi M., 2001. *Misura della resistenza a trazione delle radici: apparato sperimentale e metodologia d'analisi*) (Bonfanti F.& Bischetti G.B., 2001. *Resistenza a trazione delle radici e modello di interazione terreno-radici)*

© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

3. VANTAGGI TECNICI, ECONOMICI, APPLICATIVI, AMBIENTALI ED ENERGETICI

Questa innovativa tecnologia consente di realizzare direttamente sul tal quale le opere di captazione e regimentazione delle acque superficiali e meteoriche, eliminando completamente l'uso di materiali e manufatti estranei al litotipo di cui è costituito il versante, quali canalette in cemento e ferro, briglie, embrici, etc. Figura 1

Figura 1. Esempi delle problematiche più comuni delle canalette tradizionali.

Figura 2. Autostrade per l'Italia, l'impressionante realizzazione antierosiva e di regimentazione delle acque eseguita seguendo le naturali linee di rulcellamento dell'acqua.

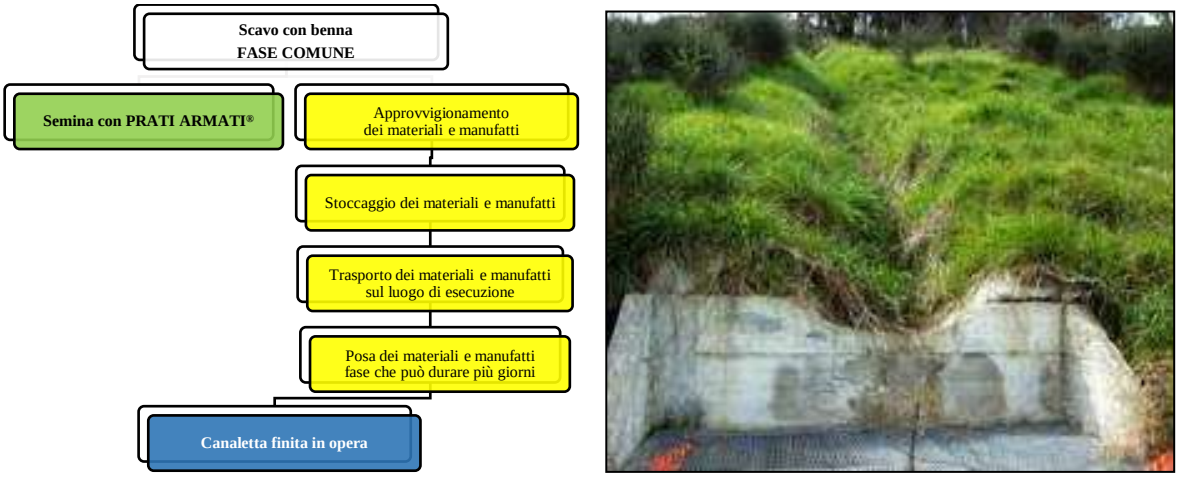


Figura 3. Confronto della complessità realizzativa di canalette tradizionali raffrontate alla semplicità di canalette inerbite.

I vantaggi di questa soluzione, realizzata seminando direttamente sul terreno tal quale possono essere così sintetizzati:

- le opere realizzate non sono rigide e seguono gli assestamenti dei versanti, evitando infiltrazioni nelle discontinuità del versante,
- non vengono applicati pesi concentrati sul versante,

© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

- si evitano infiltrazioni dovute a rotture e scollamenti delle opere rigide dal litotipo sottostante, anche a seguito di dilatazioni termiche o idriche, rigonfiamenti, assestamenti differenti fra i vari materiali Figura 1,
- si riduce, istante per istante, la velocità dell'acqua che scorre nelle canalette, con possibilità di variare in modo semplice la scabrezza del rivestimento erbaceo dovuto alla diversa struttura epigea delle piante erbacee utilizzate,
- l'energia cinetica dell'acqua, anche in presenza di elevate velocità di flusso, viene dissipata, istante per istante, per attrito attraverso la fitta coltre epigea,
- le opere idrauliche di captazione così realizzate non richiedono alcuna manutenzione,

Inoltre:

- le opere di regimentazione e captazione così realizzate possono essere sovradimensionate a piacere senza incrementi di costi (sono realizzate sul tal quale mediante una semplice benna o addirittura utilizzano le preesistenti tracce scavate dall'acqua) e consentono ai progettisti di realizzare così opere in grado di sopportare eventi anche non prevedibili e del tutto eccezionali,
- eventuali fuoriuscite di acqua vengono immediatamente rallentate dalle piante a radicazione profonda distribuite su tutto il versante che diventa contemporaneamente un sistema antierosivo e di regimentazione idraulica nel suo insieme, Figura 2
- ulteriori vantaggi sono la riduzione fino a cento volte dei consumi energetici e di inquinamento e dei tempi di realizzazione rispetto all'utilizzo di tecniche tradizionali, Figura 3
- non richiedono alcuna manutenzione,
- consentono un perfetto inserimento paesaggistico, Figura 4
- consentono una rapidità di realizzazione anche cento volte superiore rispetto alle tecniche tradizionali con drastica riduzione dei tempi, dei costi, dei rischi di cantiere e di dispendio energetico e di inquinamento.

Figura 4. Canaletta inerbita realizzata direttamente su ammassi rocciosi e terre. Si noti la perfetta adattablità alla conformazione e tipologia del terreno.

4. POSSIBILITA' DI REGOLARE LA VELOCITA' DELL'ACQUA

Le soluzioni qui proposte consentono anche di modulare la resistenza idraulica delle opere di captazione e regimentazione delle acque superficiali e meteoriche in quanto è possibile variare il numero di Manning (1891), che quantifica la scabrezza di una superficie. Il numero di Manning ($n= 1/k_s$) è definito come l'inverso del coefficiente di Strickler-Manning che è un parametro che si usa nello studio dei flussi dei condotti, dei canali e dei fiumi che quantifica la velocità media di un liquido che scorre sulla superficie libera. Le superfici inerbite possono essere caratterizzate da un intervallo molto ampio del numero di Manning come si può apprezzare dalla tabella, cosa non possibile con nessuna altra tecnologia.

Ricordando che valori elevati del numero di Manning indicano una elevata scabrezza, si riportano i numeri di Manning e le variazioni possibili associate ai manufatti realizzati con materiali tradizionali, quali embrici, finsider, opere idrauliche in generale:

Infatti esistono specie erbacee con la parte epigea allettante (si definisce pianta erbacea allettante un pianta erbacea in cui la parte epigea si piega facilmente sotto l'effetto di una forza e rimane piegata in quanto non presenta proprietà elastiche), altre con la parte epigea rigida ed elastica, che si possono scegliere già in fase di progettazione o di realizzazione, senza alcuna complicazione tecnica ed impiantistica ed a parità di prezzo, consentendo variazione molto significative del numero di Manning (cfr Tabella 1) (Manning, R, 1891, On the flow of water in open channels and pipe)

© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

TABELLA 1

Materiale	Numero di Manning	variazioni in base alla rugosità del manufatto
Acciaio (canalette)	0.011 - 0.017	154%
Lamiera ondulata (tipo finsider)	0.021 - 0.030	142%
Calcestruzzo grezzo (canalette)	0.014 - 0.020	143%
Scogliera	0.023 - 0.035	152%
Canali in terra non vegetati	0.023 - 0.030	133%
Piante erbacee a radicazione profonda	0.030 - 0.500	1660%

La tecnologia consente anche di alternare varie soluzioni in un'unica opera come risulta evidente nella vasta rete di canalizzazioni eseguite su cantiere RFI di Santa Vittoria d'Alba (CU-Piemonte).

Nella foto di figura 5c) si vede come una pianta erbacea con caratteristiche di elevata rigidezza ed elasticità filtri l'acqua diminuendone l'energia cinetica trasformando la stessa per attrito in calore, diminuendone istante per istante la velocità: il vettore velocità dell'acqua cambia direzione, da tangenziale (rispetto al piano di scorrimento) a perpendicolare come accade nelle briglie idrauliche in pietra nei corsi d'acqua montani. Oltretutto tali opere non hanno limiti di inclinazione se non quelli dovuti all'angolo di attrito interno dei vari litotipi e, in quelle opere in parte su terra ed in parte su roccia, come nella fig.3, consentono un'ottimale aderenza al versante.

Dalla tabella 1 si vede come i manufatti tradizionali abbiano una modesta capacità di rallentare l'acqua istante per istante. La velocità dell'acqua assume rilevanza sempre maggiore più la pendenza è elevata e su opere poste a pendenze elevate l'acqua acquista via via velocità se non si utilizzano salti idraulici, complessi, costosi, di non facile installazione ed ancoraggio al versante, cosa invece possibile con la semplice tecnologia delle piante erbacee a radicazione profonda in grado invece di rallentare l'acqua oltretutto in modo programmabile.

Figura 5. RFI S. Vittoria d'Alba Canalette realizzate direttamente sul tal quale con piante allettanti frammiste a piante assurgenti, elastiche, tenaci e particolare della dissipazione dell'energia idraulica da parte di queste ultime.

5. BIBLIOGRAFIA

Manning, R, 1891, On the flow of water in open channels and pipe, *Transactions of the Institution of Civil Engineers of Ireland*.

Bischetti G.B., Bonfanti F.& Greppi M., 2001. *Misura della resistenza a trazione delle radici: apparato sperimentale e metodologia d'analisi*. Quaderni di Idronomia Montana, 21/1, 349-360

Bonfanti F.& Bischetti G.B., 2001. *Resistenza a trazione delle radici e modello di interazione terreno-radici*. Istituto di Idraulica Agraria, Milano-Rapporto interno.

Rettori A., Cecconi M., Pane V.& Zarotti C, 2010, C Geotech Testing Journal, Technical Note, 25: 215-220. *Stabilizzazione superficiale di versanti con la tecnologia Prati Armati®: implementazione di un modello di calcolo per la valutazione del coefficiente di sicurezza.*

Rettori A, at, 2010, *Stabilizzazione superficiale di versanti con la tecnologia Prati Armati®: implementazione di un modello di calcolo per la valutazione del coefficiente di sicurezza*. Accademia Nazionale dei Lincei – X Giornata Mondiale dell'Acqua Convegno: Frane e Dissesto Idrogeologico: Consuntivo

Apollonio C, Petroselli A, Tauro F, Cecconi M, Biscarini C, Zarotti C, Grimaldi S, *Hillslope Erosion Mitigation: An Experimental Proof of a Nature-Based Solution,* DAFNE Department, Tuscia University, 01100 Viterbo, Italy, DI Department, University of Perugia, 06125 Perugia, Italy, SHeC Center Sustainable Heritage Conservation, Università per Stranieri di Perugia, 06123 Perugia, Italy, PRATI ARMATI SRL, Opera, 20090 Milan, Italy;

XII Incontro Annuale dei Giovani Ingegneri Geotecnici. IAGIG 2023. Padova, 31 Maggio - 1 Giugno 2023
© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

ANALISI AGLI ELEMENTI FINITI DI FONDAZIONI SU PALI: IL RUOLO DELL'ACCOPPIAMENTO PLATEA-PALI-TERRENO

Matteo Corigliano (matteo.corigliano@polimi.it)
Politecnico di Milano

Luca Flessati (l.flessati@tudelft.nl)
TUDelft

Claudio di Prisco (claudio.diprisco@polimi.it)
Politecnico di Milano

ABSTRACT. La prassi corrente vede la progettazione di fondazioni profonde trascurare cautelativamente il contributo della platea a contatto con il terreno sulla risposta del sistema ai carichi applicati. Al fine di introdurre approcci progettuali più razionali e che permettano una progettazione più sostenibile di nuove strutture e di eventuali interventi di miglioramento, è necessario analizzare nel dettaglio i meccanismi di interazione pali-platea-terreno. In questa nota si mostrano i risultati di un'analisi agli elementi finiti di una fondazione esistente sottoposta a carico verticale centrato. I risultati mettono in evidenza il ruolo dell'accoppiamento pali-platea-terreno sia sulla risposta globale del sistema sia sulle azioni interne nei singoli pali.

1. INTRODUZIONE

Una delle tematiche di maggior interesse dell'attuale ingegneria civile è la valutazione della risposta meccanica delle strutture esistenti ai carichi applicati. Nell'ambito del patrimonio costruito italiano, molte strutture sono state realizzate prima dell'introduzione delle attuali normative delle costruzioni (NTC2018) e pertanto la loro sicurezza strutturale andrebbe riverificata. Per intervenire consapevolmente sulle strutture che necessitano di miglioramento è necessario ricorrere ad approcci di analisi più sofisticati di quelli utilizzati nell'attuale pratica progettuale. Solo un approccio razionale infatti può portare alla definizione di soluzioni progettuali più sostenibili ed efficaci. Tale aspetto risulta particolarmente importante nell'ambito delle fondazioni su pali in quanto interventi di miglioramento risultano essere sempre molto complessi.

Nella progettazione di fondazioni su pali, il ruolo dell'accoppiamento platea-pali-terreno è spesso trascurato e raramente analizzato, sebbene abbia un ruolo non trascurabile e benefico sulla capacità portante (Sakellariadis & Anastasopoulos, 2022). La comune pratica progettuale è particolarmente conservativa, trascurando sia il contributo della platea sulla capacità portante della fondazione sia la capacità del sistema di ridistribuire i carichi dopo il raggiungimento della rottura del palo più sollecitato. Solo recentemente sono stati introdotti approcci semplificati (di Laora et al., 2019, Iovino et al., 2021, di Laora et al., 2022) in grado di superare questa seconda limitazione.

L'obiettivo della nota è mettere in evidenza come analisi ad elementi finiti possano fornire informazioni significative riguardo al comportamento di fondazioni su pali, permettendo una progettazione più consapevole sia di nuove fondazioni che di eventuali interventi di miglioramento strutturale. A tal scopo si è studiato il comportamento di una fondazione su pali (un caso studio di una fondazione esistente) sottoposta a carico verticale centrato.

2. IL MODELLO NUMERICO

È stata eseguita una analisi numerica 3D non lineare con il codice commerciale MIDAS/GTS-NX per simulare l'interazione platea-pali-terreno. La fondazione è costituita da una platea su pali (Figura 1a), schematizzata numericamente come mostrato in Figura 2 (è stato considerato solo un quarto della geometria, grazie alla simmetria del problema). La base della platea è a 3m di profondità dal piano campagna mentre i 7 pali in calcestruzzo, armati con 8 barre di diametro 30mm (Figura 1b), hanno una lunghezza di 12m e un diametro di 1.2m. Il sistema di fondazione è immerso in uno strato omogeneo di argilla satura (peso per unità di volume $\gamma_{sat} = 20\ kN/m^3$).

Il dominio è stato discretizzato attraverso circa 46000 elementi (esaedri e pentaedri a 6 nodi). La platea e i pali (con un peso specifico di $25\ kN/m^3$) sono stati modellati come elastici, con un modulo di Young di 30 GPa e un coefficiente di Poisson di 0.25. I pali sono assunti incastrati alla platea. Il terreno è stato modellato come un

© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

materiale elastico-perfettamente plastico con criterio di rottura alla Tresca con legge di flusso associata. Le proprietà elastiche del terreno (resistenza a taglio in condizioni non drenate, S_u=150kPa, modulo elastico non drenato, E_u=50MPa e coefficiente di Poisson, ν=0.5) sono stati assunti costanti con la profondità, come ricavato a partire dalle prove in sito effettuate per la valutazione della risposta meccanica della fondazione in esame. All'interfaccia terreno-pali e terreno-platea sono stati utilizzati elementi di interfaccia elastici-perfettamente plastici. Questi elementi, in direzione normale sono "quasi-rigidi" (rigidezza molto maggiore di quella del terreno) a compressione e perfettamente fragili a trazione. In direzione tangenziale il comportamento è stato modellato con criterio di rottura alla Tresca con sforzo tangenziale massimo pari a S_u.

Gli spostamenti orizzontali e verticali sono impediti alla base del modello mentre sulle superfici laterali sono permessi solamente spostamenti verticali. La fondazione è assunta essere sottoposta ad un carico verticale centrato V, mentre il terreno laterale al di sopra del piano di fondazione è stato modellato come un sovraccarico uniforme p (gli sforzi mobilitati lungo le superfici laterali della platea vengono trascurati).

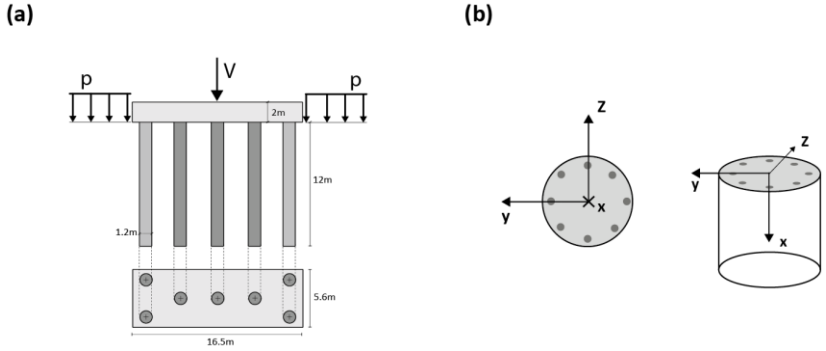


Figura 1. Il sistema di fondazione analizzato: (a) geometria e carichi, (b) dettaglio del singolo palo con il relativo sistema di riferimento

L'analisi agli elementi finiti è stata eseguita seguendo gli step elencati di seguito:

(i) imposizione dello stato di sforzo iniziale aumentando progressivamente la gravità (in questa fase i pali hanno le proprietà meccaniche del terreno);
(ii) costruzione dei pali: le proprietà meccaniche dei pali vengono cambiate (diventano quelle del calcestruzzo);
(iii) costruzione della platea;
(iv) applicazione lineare del carico V fino a raggiungere il collasso del sistema di fondazione.

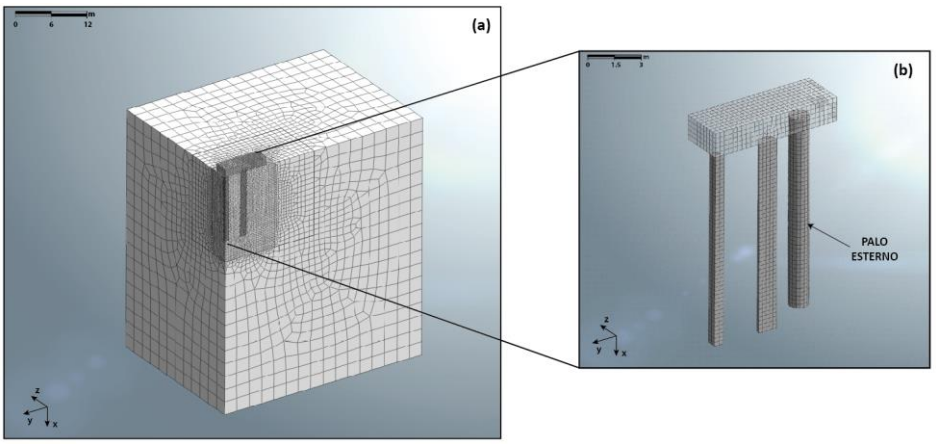


Figura 2. Il modello agli elementi finiti utilizzato per studiare la fondazione in esame

3. RISULTATI NUMERICI

I risultati delle analisi numeriche relativi alla fase (iv) sono riassunti in Figura 3 in termini di (a) curva push-over V-v (dove v rappresenta lo spostamento verticale del centro della platea), (b) momenti flettenti, M_y e M_z,

© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

agenti lungo il palo esterno (Figura 2b) in direzione y e z, rispettivamente, (c) percorso di carico in termini di azione assiale e momento flettente nella sezione più sollecitata del palo esterno e in Figura 4 in termini di curve di livello delle deformazioni deviatoriche plastiche.

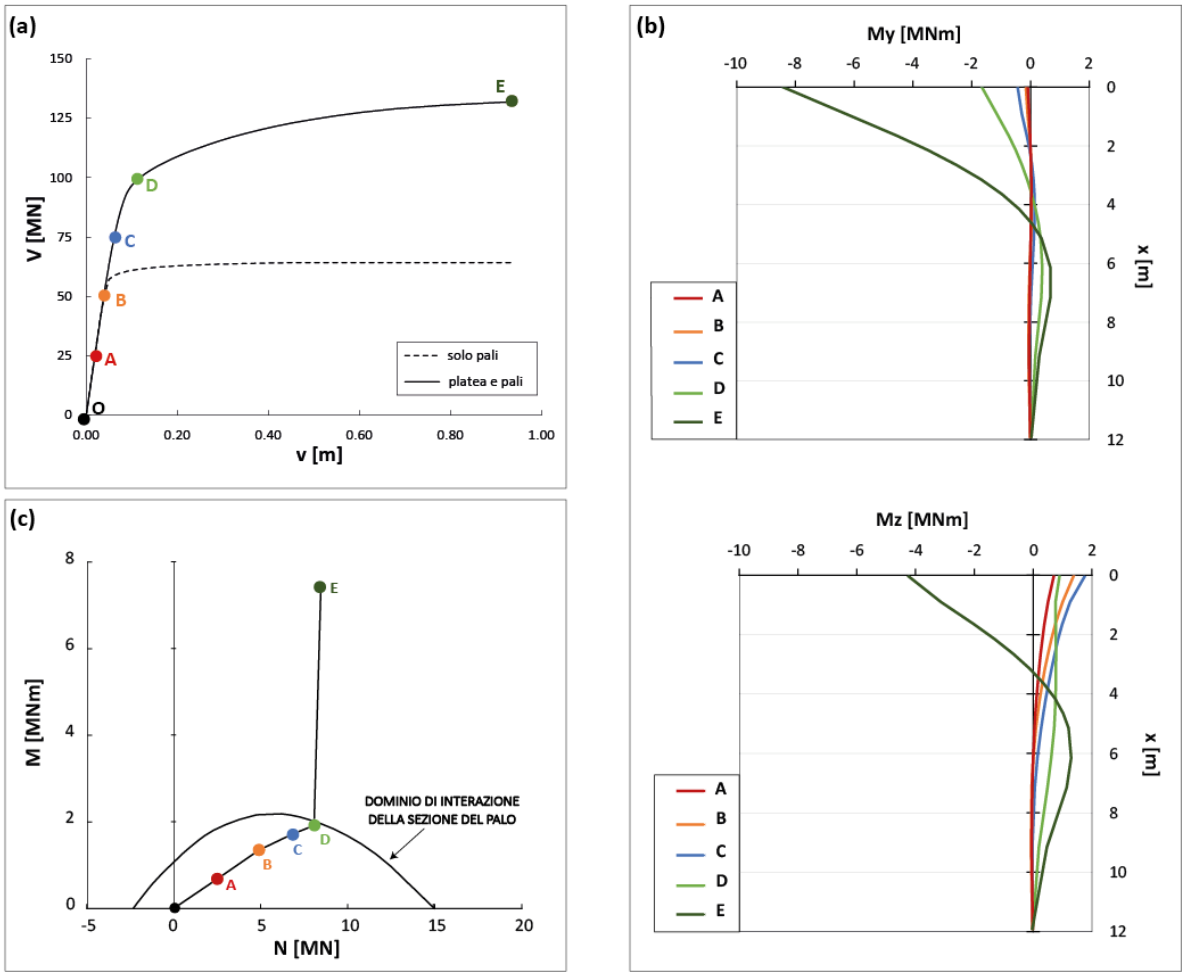


Figura 3. Risultati in termini di (a) V-v, (b) momenti flettenti nel palo esterno, (c) percorso di carico in N-M nella sezione più sollecitata del palo esterno .

Inizialmente, la risposta carico-spostamento della fondazione è lineare (O-B in Figura 3a), tuttavia, a causa del vincolo rigido presente tra platea e pali, il momento flettente nei pali non è nullo e assume valore massimo in corrispondenza della sezione di incastro, con $M_z > M_y$. All'aumentare del carico verticale, aumentano sia l'azione assiale (N) che il momento flettente risultante ($M = \left(M_z^2 + M_y^2\right)^{0.5}$) lungo il palo come mostrato in Figura 3c (da O a B). Il percorso di carico nel piano M-N è lineare. Durante questa fase, non si accumulano deformazioni plastiche, pertanto le relative deformazioni non sono rappresentate in Figura 4.

Aumentando il carico (punto C in Figura 3a), si sviluppano deformazioni irreversibili alla base dei pali (Figura 4C). Tuttavia, esse non inducono significative non linearità nella risposta né nel piano V-v (Figura 3a) né nel piano M-N (Figura 3c). Anche in questo caso il massimo momento si osserva in corrispondenza della sezione di incastro del palo (Figura 3b).

In corrispondenza del punto D in Figura 3a, la risposta carico-spostamento è non lineare (ma non ancora a rottura), le deformazioni plastiche si estendono sotto la platea, intorno ai pali e sotto la punta dei pali (Figura 4D). Il valore massimo (in modulo) di M_y risulta essere in corrispondenza della testa del palo, ma, di segno opposto rispetto a quanto osservato per valori di carico V inferiori e maggiore di M_z. Inoltre, il percorso degli sforzi nel piano M-N raggiunge il dominio di interazione della sezione del palo (Figura 3c), calcolato assumendo le resistenze caratteristiche da progetto esecutivo, $f_{ck} = 11.7\ MPa$ per il calcestruzzo e $f_{yk} = 326\ MPa$ per l'acciaio.

Aumentando ulteriormente il carico V si giunge all'asintoto orizzontale della curva carico-spostamento che rappresenta la rottura lato geotecnico del sistema. Il valore del carico limite risulta essere circa doppio del valore

© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

che si otterrebbe trascurando il contributo della platea (linea tratteggiata in Figura 3a). A rottura le deformazioni irreversibili si estendono anche nel terreno presente tra i pali (Figura 4E) mettendo in luce un meccanismo di rottura complesso, che si estende anche al di sotto della platea (non si verifica una rottura "a blocco"). Lo sviluppo delle deformazioni irreversibili in prossimità del palo esterno è associato a un notevole incremento di momenti flettenti ad azione assiale praticamente costante (Figura 3 b e c). Questo mette in evidenza che fra i punti D ed E di Figura 3a il sistema tende a caricare i pali centrali anziché il palo più esterno. Pertanto, si può concludere che, sebbene il carico applicato alla fondazione sia puramente verticale, la distribuzione dei carichi nei singoli pali non è uniforme, come invece si otterrebbe seguendo gli approcci tradizionali basati sull'analisi limite e che trascurano la presenza della platea.

L'assunzione di considerare un palo elastico, trascurando lo sviluppo di fratture nella sezione di calcestruzzo durante l'analisi a elementi finiti (Comodromos et al., 2009), è a favore di sicurezza poiché trascurando la riduzione di rigidezza del palo associata alla formazione di fratture, si sovrastimano le azioni interne nel palo più sollecitato. Dal punto D al punto E, il percorso di sforzo rappresentato in Figura 3c non è più rappresentativo del reale comportamento della fondazione poiché il modello a elementi finiti non è in grado di riprodurre la risposta dei pali post-rottura. Tuttavia, da un punto di vista progettuale, si può assumere che la rottura del sistema platea+pali avvenga in corrispondenza del punto D.

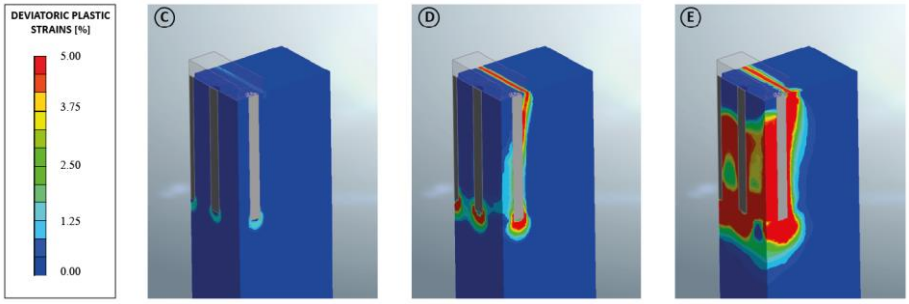


Figura 4. Curve di livello delle deformazioni deviatoriche plastiche in corrispondenza dei punti C, D, E di Figura 3a.

4. CONCLUSIONI

In questa nota si mostra come l'utilizzo di analisi ad elementi finiti possa fornire informazioni significative sul comportamento delle fondazioni su pali sottoposte a carico verticale centrato, in particolare tenendo in considerazione il ruolo dell'accoppiamento platea-pali-terreno. I risultati mostrano che trascurare il contributo della platea può portare ad una significativa sottostima della capacità portante. Inoltre, assumendo i pali incastrati alla platea, questi risultano essere presso-inflessi, nonostante il sistema sia soggetto ad un carico verticale centrato. I valori di momento flettente ottenuti non sono trascurabili e potrebbero potenzialmente portare alla rottura lato struttura del sistema. Nel caso di palificate soggette a carichi verticali centrati, tale aspetto, importante nella progettazione delle armature, non può essere colto seguendo gli approcci tradizionali secondo i quali il contatto fra platea e palo è schematizzato come una cerniera.

5. BIBLIOGRAFIA

Comodromos EM, Papadopoulou, MC and Rentzeperis, IK (2009) "The effect of cracking on the response of pile test under horizontal loading", J Geotech Geoenv Engrg, ASCE, Vol. 135, No. 9, pp 1275-1284.

Di Laora, R., de Sanctis, L., & Aversa, S. (2019). Bearing capacity of pile groups under vertical eccentric load. Acta Geotechnica, 14(1), 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, 1-14.

Iovino, M., Maiorano, R. M. S., De Sanctis, L., & Aversa, S. (2021). Failure envelopes of pile groups under inclined and eccentric load. Géotechnique Letters, 11(4), 247-253.

Sakellariadis, L. & Anastasopoulos, I. (2022). On the mechanisms governing the response of pile groups under combined VHM loading. Géotechnique, in press.

XII Incontro Annuale dei Giovani Ingegneri Geotecnici. IAGIG 2023. Padova, 31 Maggio - 1 Giugno 2023
© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

EFFETTI DEL DETENSIONAMENTO DEI TIRANTI ATTIVI

Claudia Ventrella, Piero Bongio, Maria Elena D'Effremo
(claudia.ventrella@tecneautostrade.it, piero.bongio@autostrade.it, mariaelena.deffremo@tecneautostrade.it)
Tecne Gruppo Autostrade per l'Italia S.p.A

ABSTRACT. Nel presente articolo si esamina il fenomeno della perdita tensionale dei tiranti attivi. In particolare, al fine di valutare l'influenza di diversi fattori sul detensionamento, sono riportati i confronti sperimentali tra l'azione di pre-tiro di progetto e il corrispondente valore letto dalla cella di carico. Inoltre, sono state eseguite analisi di interazione terreno-struttura utilizzando il software *ParatiePlus* al fine di valutare gli effetti della riduzione del pre-tiro in termini di spostamenti indotti dallo scavo. Le stesse analisi sono state condotte variando le caratteristiche di rigidezza del terreno, e i risultati sono riportati in un grafico di sintesi in cui si apprezza la variazione dei cedimenti al variare del pre-tiro e del modulo di Young. La modellazione ha previsto uno scavo tipo sostenuto da una berlinese di micropali con tiranti attivi a trefoli.

1. INTRODUZIONE

I criteri da seguire nella progettazione e verifica dei tiranti di ancoraggio vengono indicati nella normativa vigente (NTC2018, EN 1997-1, 1997-2) e nelle raccomandazioni AICAP-AGI sugli ancoraggi nei terreni e nelle rocce. Sulla base di tali riferimenti si definiscono i parametri definitivi di progetto.

Tuttavia, la realizzazione in sito degli ancoraggi risente di problematiche connesse alle operazioni di esecuzione, per i tiranti attivi a trefoli tali difficoltà riguardano l'incuneamento dei trefoli. Dalle evidenze dei risultati in sito si evidenzia che risulterebbe importante tenere conto della perdita di carico sul tirante già in fase di progettazione, in modo da evitare nuove tesature e garantire l'applicazione del carico definito dal progettista.

Nell'articolo si riporta una stima del rapporto tra valore di progetto del tiro e quello rilevato dalla lettura di 160 celle di carico e si propone un'analisi degli effetti dovuti alla perdita tensionale dei tiranti in termini di cedimenti verticali indotti dall'esecuzione dello scavo.

2. ANALISI SPERIMENTALE: CONFRONTO TRA VALORI DI PROGETTO E LETTURE DI CELLA

Al fine di valutare il detensionamento dei tiranti attivi, sono stati eseguiti dei confronti tra l'azione di trazione di pre-tiro di progetto, T_p, e l'azione di trazione rilevata dalla lettura della cella di carico entro le prime 24 ore dall'installazione, T_{cc}. Si è disposto di 160 letture di celle, 125 delle quali hanno mostrato un valore di T_{cc} inferiore a T_p del 40%, mentre in 35 casi la differenza è risultata più contenuta, ovvero pari al 5%.

In Tabella 1 sono riportate le grandezze scelte nelle analisi sperimentali di confronto tra T_p e T_{cc}. In aggiunta a tali grandezze, è stata analizzata l'influenza della natura geologica delle formazioni rocciose e dei terreni interessati dalla porzione del bulbo di fondazione, in particolare si sono considerate formazioni di tipo argillitico e siltitico e terreni di natura coesiva e/o detritica. In Figura 1 si osserva che la quasi totalità dei punti sperimentali ricade tra le rette $T_p=T_{cc}$ e $T_p=1.31T_{cc}$.

Tabella 1. Grandezze considerate nei confronti sperimentali.

Grandezze	*Valori*
Lunghezza libera tirante, L_L	7.0÷22.5 (m)
Lunghezza bulbo tirante, L_B	12.0÷22.0 (m)
Numero di trefoil, N_{tref}	2÷6
Inclinazione asse tirante, α	5÷30 (°)
Pre-tiro di progetto, T_p	120÷750 (kN)

© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

Dall'analisi della dispersione dei punti sperimentali di confronto tra T_p e T_{cc} si evince una modesta influenza dell'inclinazione dell'asse del tirante rispetto all'orizzontale, mentre non vi è particolare dipendenza dalle altre grandezze analizzate. Il rapporto tra T_p e T_{cc} tende mediamente ad aumentare al crescere di α.

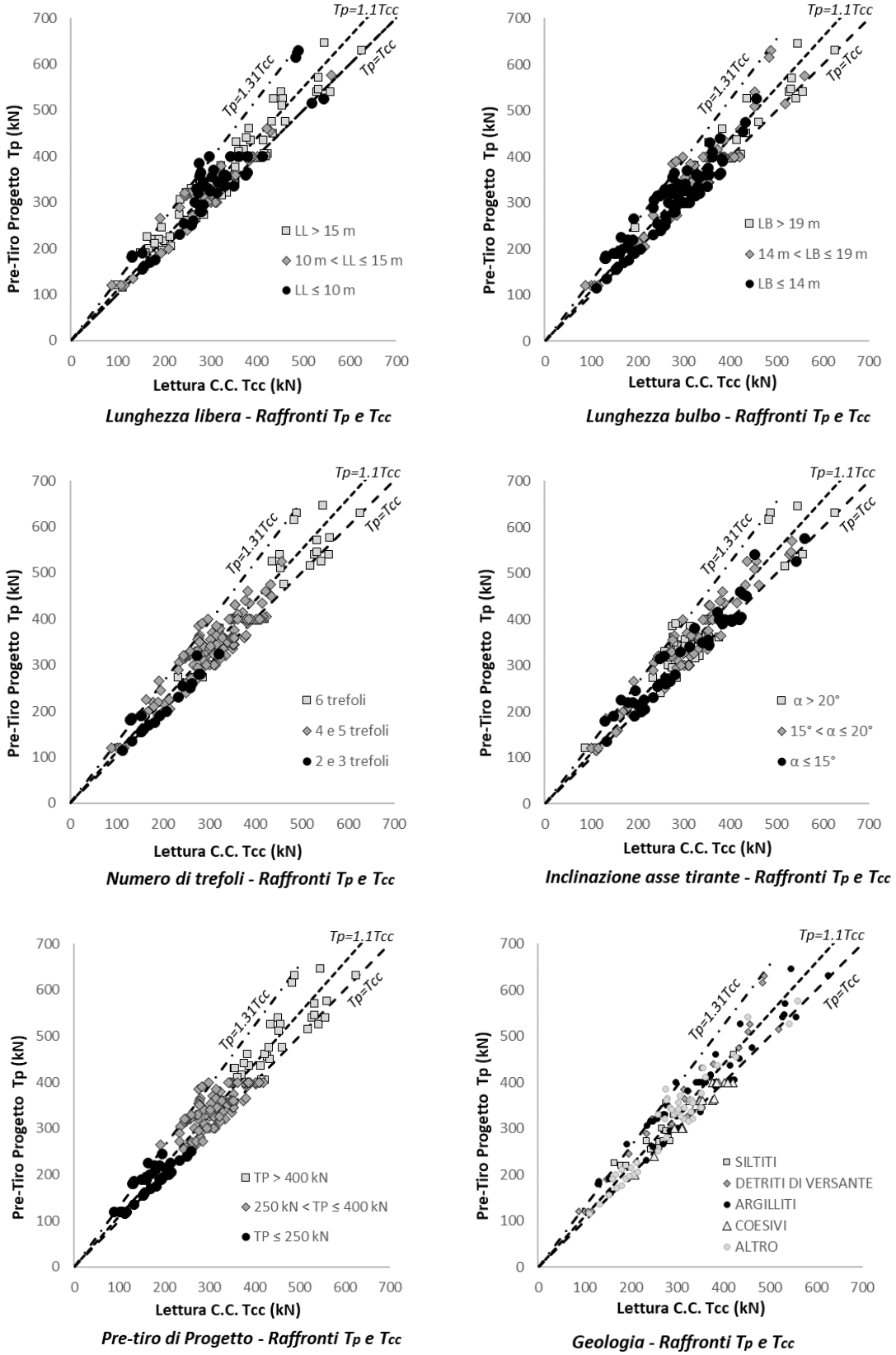


Figura 1. Confronti sperimentali tra azione di pre-tiro di progetto e letture di cella al variare delle grandezze in Tabella 1 e della geologia.

© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

3. ANALISI NUMERICHE

3.1 Descrizione del modello

L'analisi di interazione terreno-struttura è stata svolta con l'ausilio del codice di calcolo *ParatiePlus*, in cui l'opera di sostegno viene modellata come opera flessibile in condizioni di simmetria piana nelle deformazioni 2D.

Si è considerato un terreno a comportamento puramente attritivo con inviluppo di rottura di Mohr Coulomb e i cui coefficienti di spinta sono stati calcolati automaticamente dal software in funzione dell'angolo di attrito efficace. In Tabella 2 si riportano i parametri di resistenza del terreno considerato e i dettagli geometrici del modello di calcolo.

Tabella 2. Dettagli del modello di calcolo.

Grandezze	Valori
Coesione efficace terreno, c'	0 (kPa)
Angolo di attrito efficace terreno, φ'	27 (°)
Altezza di falda da piano campagna	5 (m)
Altezza di scavo finale	5 (m)
Lunghezza totale paratia	12 (m)
Lunghezza libera tirante, L_L	7 (m)
Lunghezza bulbo tirante, L_B	10 (m)
Inclinazione tirante, α	15 (°)
Passo tiranti	2 (m)

3.2 Descrizione e finalità delle analisi

Sono stati sviluppati due diversi set di modelli:

- modelli di tipo 1: sono stati assunti parametri meccanici invariati aumentando progressivamente il valore di pretiro (T_p=100, 110, 120, 130kN), al fine di valutare l'effetto del detensionamento dei tiranti in termini di cedimenti verticali indotti dallo scavo a monte della paratia;
- modelli di tipo 2: sono stati assunti i valori di pre-tiro invariati aumentando progressivamente il valore del modulo di Young del terreno (E=10, 20, 30, 40 MPa), al fine di valutare l'effetto della variazione delle caratteristiche di rigidezza del terreno in termini di cedimenti verticali indotti dallo scavo a monte della paratia.

In Tabella 3 si riportano i dettagli delle analisi svolte con *ParatiePlus.*

Tabella 3. Dettagli analisi svolte.

Analisi N.ro	Pre-tiro (kN)	Modulo di Young (MPa)
Analisi 1÷4	100	10÷40
Analisi 5÷8	110	10÷40
Analisi 9÷12	120	10÷40
Analisi 13÷16	130	10÷40

3.3 Risultati

In Figura 2 si mostrano i risultati delle analisi in termini di cedimenti verticali (secondo la teoria di Boone & Westland, 2005) subiti dal terreno posto a monte della paratia ad una distanza di 1.5m dall'opera stessa.

© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

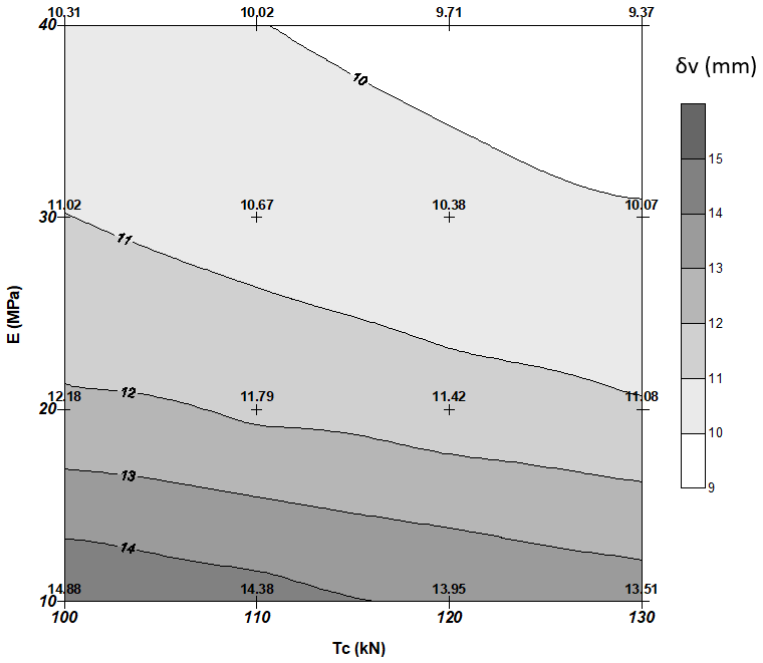


Figura 2. Risultati della modellazione in ParatiePlus in termini di cedimenti verticali.

I risultati delle analisi mostrano che la riduzione dell'azione di pre-tiro determina un aumento di cedimenti verticali del terreno a monte dell'opera e che tale effetto è tanto più grande quanto minore è la rigidezza del terreno.

4. CONCLUSIONI

Al fine di valutare gli effetti del fenomeno di detensionamento dei tiranti attivi e relativi cedimenti indotti su eventuali manufatti posti a monte dell'opera di sostegno, in questo articolo sono stati analizzati i risultati provenienti da 160 letture di celle ed è stata eseguita una modellazione 2D con il software *ParatiePlus*. Dalle analisi sperimentali si evince che la quasi totalità dei punti sperimentali ricade tra le rette $T_p=T_{cc}$ e $T_p=1.31T_{cc}$ e la grandezza che influisce maggiormente sul rapporto tra T_p e T_{cc} risulta essere l'inclinazione del tirante, α. Dalle analisi numeriche risulta che la riduzione dell'azione di pre-tiro determina un aumento di cedimenti verticali del terreno a monte dell'opera e che tale effetto è tanto più grande quanto minore è la rigidezza del terreno.
Infine, i risultati mostrano l'importanza di considerare già in fase progettuale il valore di pre-tiro maggiorato rispetto a quello di progetto, in modo da superare gli effetti legati al detensionamento e all'incertezza nella determinazione del valore del modulo di Young del terreno. In conclusione, risulta evidente l'importanza di calibrare il pretiro e di ricostruire un modello geotecnico affidabile sia in termini di parametri di resistenza che di deformabilità.

5. BIBLIOGRAFIA

Boone S. J, Westland J., (2005). Estimating displacements associated with deep excavations. *Proc. of the 5th Int. Symp. TC28 Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground. Amsterdam, the Netherlands, 15-17 June 2005, pp.* 817-822, Taylor&Francis.

Decreto Ministeriale (17 Gennaio 2018). *Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni, supplemento ordinario alla "Gazzetta Ufficiale" n.42, 20 Febbraio 2018.*

Circolare (21 Gennaio 2019), n. 7. *Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle "Norme Tecniche per le Costruzioni", di cui al D.M. 17 gennaio 2018.*

Eurocodice 7, EN (1997). *Geotechnical Design.*

Raccomandazioni AICAP - AGI (2012). *Ancoraggi nei terreni e nelle rocce.*

XII Incontro Annuale dei Giovani Ingegneri Geotecnici. IAGIG 2023. Padova, 31 Maggio - 1 Giugno 2023
© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

EFFETTI DELL'INTRODUZIONE DI ELEMENTI ELASTO-PLASTICI NEL RIVESTIMENTO PRELIMINARE DI UNA GALLERIA PROFONDA IN CONDIZIONI SPINGENTI

Lorenzo Batocchioni (lorenzo.batocchioni@uniroma1.it)
Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica, Università di Roma "La Sapienza"

Salvatore Miliziano (salvatore.miliziano@uniroma1.it)
Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica, Università di Roma "La Sapienza"

Valeria Gonzalez (gonzalezrodriguez.1836333@studenti.uniroma1.it)
Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica, Università di Roma "La Sapienza"

ABSTRACT. Quando una galleria profonda viene scavata in terreni scadenti per la progettazione del rivestimento provvisorio risulta spesso vantaggioso seguire il cosiddetto *yielding principle*. Realizzare cioè un rivestimento nel quale possano verificarsi deformazioni circonferenziali per l'inserimento di elementi elasto-plastici capaci di consentire lo sviluppo di convergenze limitando lo stato di sforzo a valori compatibili con la capacità portante. L'interazione con il terreno avviene con modalità differenti rispetto al classico rivestimento omogeneo e non risulta più quindi possibile valutare correttamente i carichi agenti su questo con metodi semplificati. In condizioni di cavo circolare e di stato tensionale iniziale isotropo, adottando un semplice legame costitutivo dell'ammasso di tipo elasto-plastico perfetto privo di dilatanza, in questo lavoro sono illustrati i risultati di analisi numeriche 2D di interazione terreno-struttura con lo scopo di evidenziare le modifiche cinematiche e tensionali che l'introduzione degli elementi elasto-plastici comporta rispetto al caso di rivestimento omogeneo.

1. INTRODUZIONE

Al giorno d'oggi la nostra società ha bisogno di collegamenti tra le grandi città sempre più performanti. Per raggiungere questo obiettivo si progettano gallerie profonde che presentano sfide sempre maggiori. Non solo per motivazioni ambientali, ma anche per limitare curve e grandi pendenze del tracciato che ne limitano l'efficienza. Solo in Italia i tre principali cantieri di gallerie, COCIV, TELT e BBT, costano più di 15 mld €.

Quando gallerie profonde affrontano terreni scadenti si verificano le cosiddette condizioni spingenti "squeezing conditions", che portano a grandi rischi per la realizzazione dell'opera, tempi lunghi e alti costi (Hoek, 2011). Quando, nello scavo in tradizionale, si affrontano *squeezing conditions* si possono sperimentare convergenze decisamente importanti e sovraccarichi sul rivestimento preliminare. La maniera più efficace per affrontare queste situazioni sfavorevoli è progettare il rivestimento preliminare seguendo lo "yielding principle" (Kovári, 1998). In opposizione al "resistance principle", dove si progetta un rivestimento rigido con una capacità portante in grado di resistere al carico agente su di esso limitando le convergenze; nello *yielding principle* il rivestimento deve essere in grado di deformarsi, assecondando le deformazioni del terreno e riducendo così drasticamente lo stato tensionale a cui è sottoposto il sostegno. Un siffatto rivestimento deformabile è ottenuto inserendo nel classico rivestimento preliminare, composto solitamente da centine di acciaio e un guscio di calcestruzzo, degli elementi elasto-plastici (EPE) che hanno il compito di permettere lo sviluppo di convergenze al raggiungimento di un prestabilito livello di carico. Gli EPE possono essere a deformazione radiale o circonferenziale. I primi corrispondono alla realizzazione di uno strato deformabile tra l'estradosso del rivestimento rigido e la superficie di scavo. Nel secondo caso il rivestimento si deforma con il terreno e quindi la circonferenza del cavo si riduce. Questo è possibile attraverso lo scorrimento relativo tra diverse parti di rivestimento (centine scorrevoli) o la plasticizzazione di elementi sacrificali (LSC o HiDCon). In questi casi il carico assiale nel rivestimento è controllato rispettivamente dalla resistenza attritiva degli elementi scorrevoli o dal carico di snervamento degli elementi deformabili.

In letteratura sono presenti pochi contributi trattanti la progettazione di rivestimenti deformabili di gallerie profonde in *squeezing conditions*. Radončić et al. (2009) e Moritz (2011) confrontano il comportamento di differenti elementi deformabili con l'obiettivo di studiarne la convergenza attesa in relazione alla distanza dal fronte. In particolare, gli Autori adattano il Metodo Convergenza-Confinamento (CCM) ai rivestimenti deformabili. Similarmente, Wu et. al (2022) propongono uno studio dettagliato degli elementi deformabili in calcestruzzo e propongono una forma analitica per la Curva Caratteristica del Supporto. Inoltre, Yang et. al (2022) studiano in dettaglio il danneggiamento del calcestruzzo e propongono un modello numerico in grado di simulare i rivestimenti deformabili con EPE in calcestruzzo.

© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

Allo stato attuale, in letteratura non sono presenti specifici studi che investigano l'interazione terreno-struttura (SSI) dei rivestimenti deformabili. L'introduzione degli EPE nel rivestimento preliminare porta a forti deformazioni concentrate nelle zone limitrofe agli elementi e questo modifica radicalmente sia la cinematica sia la distribuzione degli stati tensionali con i quali avviene l'interazione terreno-struttura rispetto a quanto avviene per i classici rivestimenti omogenei. L'obiettivo di questo lavoro e in più in generale della ricerca che si sta sviluppando presso il DISG di Sapienza, è di colmare questo gap di conoscenza. Dal punto di vista della metodologia, lo studio si basa su analisi numeriche, dato che la peculiare SSI non è più studiabile mediante metodi semplificati come il metodo Convergenza-Confinamento: in particolare, analisi 2D che simulano una sezione verticale di una galleria scavata in tradizionale. Sono state assunte delle condizioni semplificative riguardanti la geometria, i modelli costitutivi e lo stato di sforzo iniziale; concentrandosi invece sulla modellazione degli EPE e dell'interfaccia che mette in connessione il rivestimento e il terreno.

2. METODOLOGIA

In questo articolo sono state sviluppate delle analisi numeriche 2D che simulano un rivestimento preliminare progettato secondo lo *yielding principle*, con l'obiettivo di studiare in dettaglio la peculiare SSI.

Le analisi sono state sviluppate sul codice alle differenze finite FLAC. Il modello rappresenta un quarto della galleria grazie alle simmetrie presenti. La mesh è composta da 4876 elementi, ai bordi esterni più lontani dalla galleria sono stati applicati dei vincoli tensionali; mentre condizioni al contorno cinematiche, annullando gli spostamenti normali, sono stati imposte sui due bordi della mesh con direzione radiale alla galleria (Figura 1). Lo stato di sforzo è assunto isotropo. Il terreno è simulato con i parametri tipici di un ammasso roccioso, inoltre il comportamento è stato ipotizzato isotropo ed elastico perfettamente plastico (Tabella 1). Data la profondità della galleria e le scarse caratteristiche del terreno, la risultante severità dello stato di sforzo è molto alta (*squeezing conditions)*. Lo scavo è stato simulato con il metodo del rilassamento, assumendo un fattore di rilassamento all'istallazione del rivestimento del 70%. Il rivestimento provvisorio è stato modellato assumendo che sia composto da una centina circolare in acciaio HEB 240 per metro. Per semplicità è stato ipotizzato che il calcestruzzo abbia l'unico obiettivo di trasferire i carichi del terreno alle centine, che risultano quindi l'unico elemento portante. Per questo motivo la presenza del calcestruzzo è stata trascurata. Il rivestimento è stato modellato con degli elementi beam continui elastici perfettamente plastici, con valori del Modulo di Young (E) e del carico di snervamento a compressione (S_y) maggiori nelle centine e minori negli EPE. Inoltre, per simulare il comportamento degli EPE, assimilabili a cerniere plastiche, è stato assegnato agli elementi beam un momento plastico nullo. Infine, il rivestimento interagisce con il terreno attraverso un'interfaccia caratterizzata da una resistenza a compressione infinitamente grande e da una resistenza a taglio finita.

L'accuratezza dei risultati numerici è garantita da una relativamente alta densità di mesh, dall'estensione della mesh e da criteri di convergenza spinti (*sratio*). In particolare, la mesh è estesa 20 volte il raggio e l'*sratio* è 1e-05. L'accuratezza dei risultati, con riferimento alle grandezze maggiormente significative del problema di interazione, è stata verificata analizzando i risultati di uno specifico studio parametrico.

Tabella 1. Parametri utilizzati nelle analisi numeriche

	Terreno	Centine acciaio	Elementi HiDSte	Interfaccia
Modulo di Young, E (MPa)	1000	210000	177	
Area del beam element, a (m^2)		106	106	
Momento di inerzia, I (cm^4)		11.26	11.26	
Carico di snervamento, S_y (MPa)		275	138	
Momento di plasticizzazione, M_y (Mpa*m)		-	0	
Angolo d'attrito, φ (°)	30			20
Coesione, c (kPa)	100			60
Dilatanza, ψ (°)	0			
Raggio della galleria, r (m)	5			
Stato di sforzo, S (kPa)	6750			
Coeff. di spinta a riposo, K_0 (-)	1			

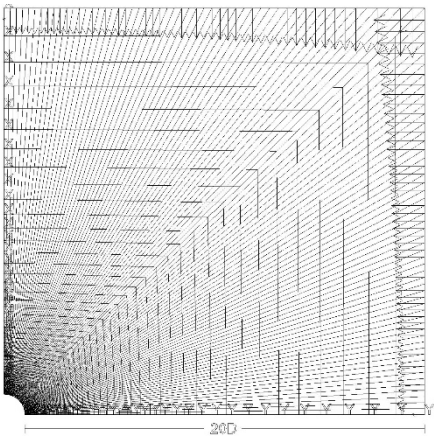


Figura 1. Griglia numerica

© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

3. RISULTATI

Come ormai è ben noto, l'inserimento degli EPE nel rivestimento preliminare di una galleria profonda in condizioni difficili ha l'effetto benefico di ridurre l'entità del carico agente sul cavo. Questo al prezzo di una superficie di scavo maggiore per le convergenze aggiuntive. La progettazione di un rivestimento secondo lo *yielding principle*, in condizioni particolarmente severe, può risultare l'unica vera soluzione per gestire stati tensionali in-situ che possono raggiungere anche centinaia di MPa.

Dal punto di vista cinematico, il rivestimento rigido continuo tende a contrarre omoteticamente, in accordo con il terreno circostante (Figura 2a). Di contro, in conseguenza alle contrazioni circonferenziali concentrate in corrispondenza degli EPE, il rivestimento metallico tra due EPE tende a muoversi come un corpo rigido in direzione radiale (Figura 2b). Il terreno tuttavia tende a contrarre radialmente e, per questo motivo, l'interazione terreno-struttura assume caratteri peculiari, con tre conseguenze principali. In primo luogo, lo sforzo normale all'interfaccia (σ_n) tende a concentrarsi in corrispondenza delle estremità dei rivestimenti rigidi, come una sorta di effetto arco (Figura 2c). In secondo luogo, la σ_n media trasmessa dal terreno al rivestimento è decisamente inferiore. Infine, se l'interfaccia non è perfettamente liscia, come in questo caso, lo spostamento relativo tra terreno e rivestimento fa sì che nascano degli sforzi di taglio non trascurabili (τ, Figura 2d).

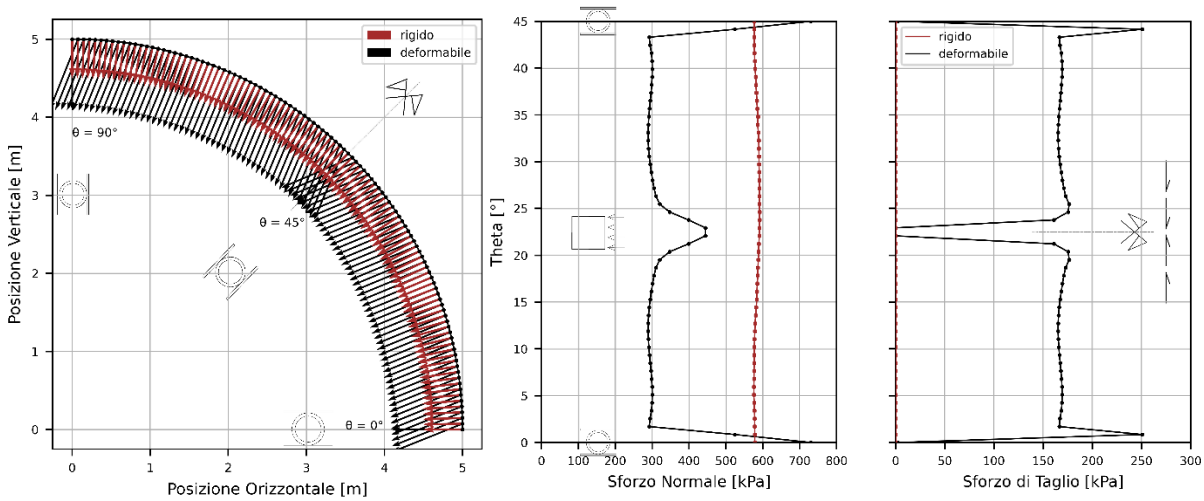


Figura 2. Vettori spostamento del rivestimento: rigido (a), deformabile (b) e variabili dell'interfaccia: sforzo normale (c), sforzo di taglio (d)

Come conseguenza della distribuzione di tensioni di contatto, si verifica una drastica riduzione della forza assiale (N, Figura 3a) e, allo stesso tempo, l'insorgere di sforzi di taglio e momenti flettenti non trascurabili (T e M, Figura 3b e 3c). In particolare, con un rivestimento deformabile, negli elementi rigidi compresi tra gli EPE, la N si riduce nettamente in quanto è limitata dal valore del S_y degli EPE, e tende ad aumentare man mano che si allontana dalle discontinuità del rivestimento a causa delle τ che nascono all'interfaccia. M e T nascono invece a cause dei picchi delle σ_n. Un'ulteriore concentrazione di σ_n si osserva nell'intorno di theta = 22.5°, nella zona più lontana dagli EPE dove le tensioni tangenziali tendono, per simmetria, ad annullarsi. Questa ulteriore concentrazione di σ_n, verosimilmente indotta dalle tau che si sviluppano lungo l'interfaccia terreno-struttura, ha un effetto di mitigazione di M e T.

In conclusione, la presenza degli EPE porta a deformazioni circonferenziali concentrate nei punti dove il rivestimento rigido si interrompe. Questo modifica radicalmente la classica SSI sia dal punto di vista cinematico sia statico, portando alla nascita di M e T importanti, e ciò comporta quindi l'impossibilità di utilizzare metodi semplificati come il CCM se non come approccio preliminare.

4. CONCLUSIONI

Nella progettazione del rivestimento provvisorio di una galleria scavata in tradizionale in *squeezing conditions*, a causa degli elevati carichi trasmessi dal terreno, in condizioni estreme può essere necessario ricorrere all'impiego di elementi a comportamento elasto-plastico. Questi consentono lo sviluppo delle convergenze necessarie a ridurre adeguatamente i carichi agenti sul rivestimento.

© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

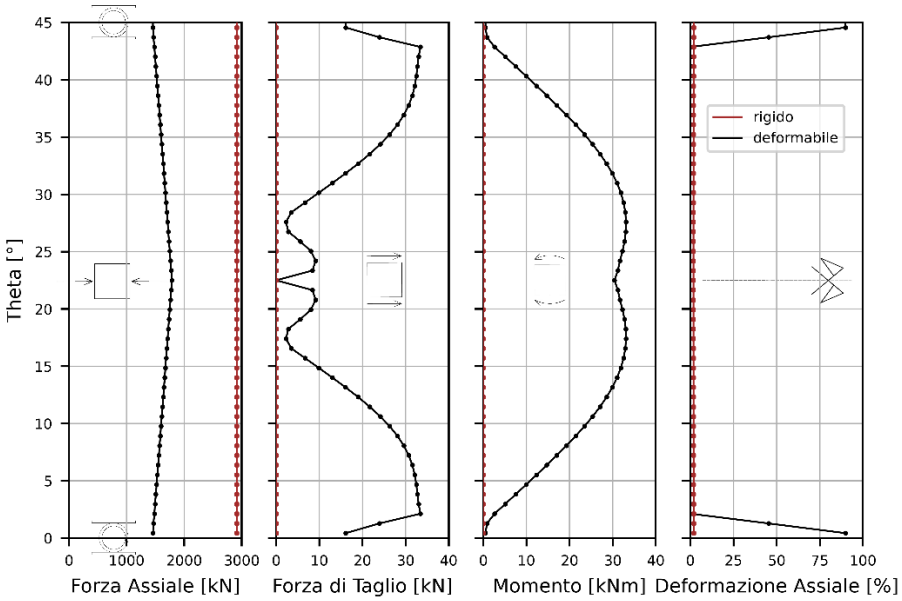


Figura 3. Variabili degli elementi strutturali: forza assiale (a), forza di taglio (b), momento (c), compressione assiale (d).

In questo studio sono state eseguite delle specifiche analisi numeriche 2D al fine di studiare i meccanismi di interazione terreno-struttura quando degli elementi elasto-plastici sono inseriti nel rivestimento preliminare di una galleria. I principali risultati sono così riassumibili:

- L'inserimento degli elementi elasto-plastici porta ad un aumento delle convergenze con un'importante riduzione del carico normale all'interfaccia.
- La cinematica cambia completamente: la chiusura degli elementi elasto-plastici comporta delle deformazioni circonferenziali, che sono accoppiate a movimenti rigidi del rivestimento metallico tra due elementi deformabili verso l'interno del cavo con convergenze che non sono più solo radiali.
- Come conseguenza di questo specifico cinematismo si sviluppa una differente interazione terreno-struttura. Con la formazione di concentrazioni di carico normale all'interfaccia in corrispondenza delle parti finali delle centine (vicino agli elementi deformabili) che possono assumere valori particolarmente alti (picchi). Inoltre, se l'interfaccia mostra una resistenza al taglio, nascono anche degli importanti sforzi di taglio con andamenti simili a quelli dello sforzo normale.
- Conseguentemente avviene un'importante riduzione della forza assiale nel rivestimento al prezzo della nascita di taglio e momenti non trascurabili.
- Nella progettazione di questo tipo di rivestimenti, pertanto, non è più possibile impiegare il classico Metodo Convergenza-Confinamento. Al fine di stimare accuratamente le sollecitazioni agenti sul rivestimento, l'interazione terreno-struttura deve necessariamente essere studiata con l'ausilio delle analisi numeriche.

I risultati ottenuti da questo primo lavoro forniscono delle preliminari informazioni sull'interazione terreno-struttura di rivestimenti progettati secondo lo *yielding principle*. Queste sono utili a mettere in luce gli aspetti peculiari dei fenomeni di interazione sotto l'aspetto sia cinematico che statico. Futuri sviluppi sono necessari per approfondire condizioni più realistiche riguardanti la modellazione costitutiva, la geometria del rivestimento, il ruolo del calcestruzzo e l'anisotropia dello stato di sforzo.

5. BIBLIOGRAFIA

Hoek, E. (2001). Big tunnels in bad rock. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering.*

Kovári, K. (1998). Tunneling in squeezing rock. *Tunnel 5/98.*

Moritz, B. (2011). Yielding elements–requirements, overview and comparison. *Geomechanics and Tunnelling.*

Radončić, N., Schubert, W., & Moritz, B. (2009). Ductile support design. *Geomechanics and Tunnelling.*

Wu, K., Shao, Z., Sharifzadeh, M., Hong, S., & Qin, S. (2022). Analytical computation of support characteristic curve for circumferential yielding lining in tunnel design. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering.*

Yang, K., Yan, Q., Shi, Z., Zhang, C., & Ma, S. (2022). Numerical Study on the Mechanical Behavior of Shotcrete Lining with Yielding Support in Large Deformation Tunnel. *Rock Mechanics and Rock Engineering.*

XII Incontro Annuale dei Giovani Ingegneri Geotecnici. IAGIG 2023. Padova, 31 Maggio - 1 Giugno 2023
© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

CONFRONTO DI DIVERSI APPROCCI PROGETTUALI PER IL DIMENSIONAMENTO DI RILEVATI SU PALI

Stefano Malvestio (stefano.malvestio@its-engineering.com), Michele Titton (michele.titton@its-engineering.com), Andrea De Pin (andrea.depin@its-engineering.com)
ITS-Engineering

Francesca Ceccato (francesca.ceccato.1@unipd.it)
Università di Padova

ABSTRACT. La costruzione di rilevati di altezza significativa su terreni compressibili e poco resistenti richiede molto spesso l'esecuzione di tecniche di consolidamento del terreno di fondazione, allo scopo di migliorarne le proprietà meccaniche e di compressibilità. Tra le molteplici soluzioni adottabili vi è quella di utilizzare pali e geosintetici. In letteratura sono stati proposti diversi metodi per il dimensionamento dei rilevati su pali e i risultati spesso differiscono molto tra loro in termini di sforzo normale agente sui pali e tensione sul geosintetico. In questo articolo vengono confrontati i risultati ottenuti seguendo l'approccio progettuale proposto dalla normativa inglese BS 8006 e tedesca EBGEO e quelli ottenuti da simulazioni numeriche con il software Midas FEA NX. Il caso studio descritto nel suddetto articolo si riferisce alla progettazione di un rilevato di raccordo al nuovo cavalcaferrovia in località Montecchio Maggiore.

1. INTRODUZIONE

Le dimensioni plano-altimetriche del rilevato d'approccio alla spalla del cavalcaferrovia e la presenza di uno strato superficiale di materiale coesivo fortemente compressibile e non idoneo a garantire la stabilità a breve termine dell'opera rendono necessario un intervento di miglioramento del terreno di fondazione. Al fine di garantire una resistenza sufficiente e limitati cedimenti del rilevato durante la vita utile dell'opera, si è preferita la soluzione con pali e geosintetico. Il geosintetico ha la funzione di ripartire in maniera omogenea il carico proveniente dalla sovrastruttura sul piano di posa, il quale viene poi trasferito ai terreni più profondi e resistenti per mezzo dei pali. In corrispondenza di ciascun palo è presente, inoltre, un capitello in c.a. che consente di incrementare l'aliquota di carico che viene trasferita su ciascun elemento di rinforzo.

Il presente studio si pone quindi come obiettivo il confronto tra i risultati derivanti dall'applicazione dell'approccio progettuale analitico proposto dalla normativa inglese BS 8006, tedesca EBGEO e quelli derivanti da un modello numerico tridimensionale agli elementi finiti, per la determinazione dell'aliquota di carico trasmessa ai pali di fondazione e al geosintetico, come conseguenza dello sviluppo dell'effetto arco nel terreno costituente il corpo del rilevato. Per semplificare i confronti, le analisi sono state condotte con riferimento ai valori caratteristici delle azioni, delle resistenze e dei parametri geotecnici del terreno di fondazione.

2. INQUADRAMENTO DELL'OPERA

Il caso studio ricade nell'ambito del progetto definitivo di realizzazione del "Raccordo e Rampa Nord Cavalca Ferrovia km 40+365,76" nel Comune di Montecchio Maggiore. Il progetto prevede la realizzazione di un rilevato della lunghezza complessiva di 280m e di altezza variabile fra 2m e 10,5m, con inclinazione delle scarpate laterali 2:3. Verrà utilizzato materiale misto granulare riciclato con le proprietà riportate in Tabella 1.

Le indagini geotecniche hanno rilevato la presenza di uno strato di argilla che raggiunge gli 8m di profondità (UG1), al di sotto del quale è presente uno spesso strato di sabbia e ghiaia (UG2). Le proprietà dei materiali sono sinteticamente riportate in Tabella 1. La successione stratigrafica di cui sopra ha reso necessaria l'adozione di tecniche di miglioramento del terreno; in particolare, nella zona più prossima al raccordo con il cavalcaferrovia, dove il rilevato ha un'altezza compresa fra 10,5m e 8,5m, si è optato per la soluzione con pali e geosintetici, oggetto del presente articolo.

Sono sati scelti pali CFA del diametro di 600mm, lunghi 8m disposti con una maglia rettangolare 2,75x2,75 m, geogriglia monodirezionale disposta in ambedue le direzioni di sviluppo del rilevato e capitello di dimensioni 1,25x1,25x0.5m in corrispondenza della testa del palo, in modo da consentire il trasferimento della maggior parte del carico ai pali senza interessare in maniera eccessiva il terreno compreso tra due elementi di rinforzo consecutivi.

© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

Al fine di ottenere un modello di calcolo del tutto analogo a quello riportato nelle linee guida BS 8006 e EBGEO, il rilevato è stato rappresentato come in Figura 1, semplificando la reale geometria dell'opera.

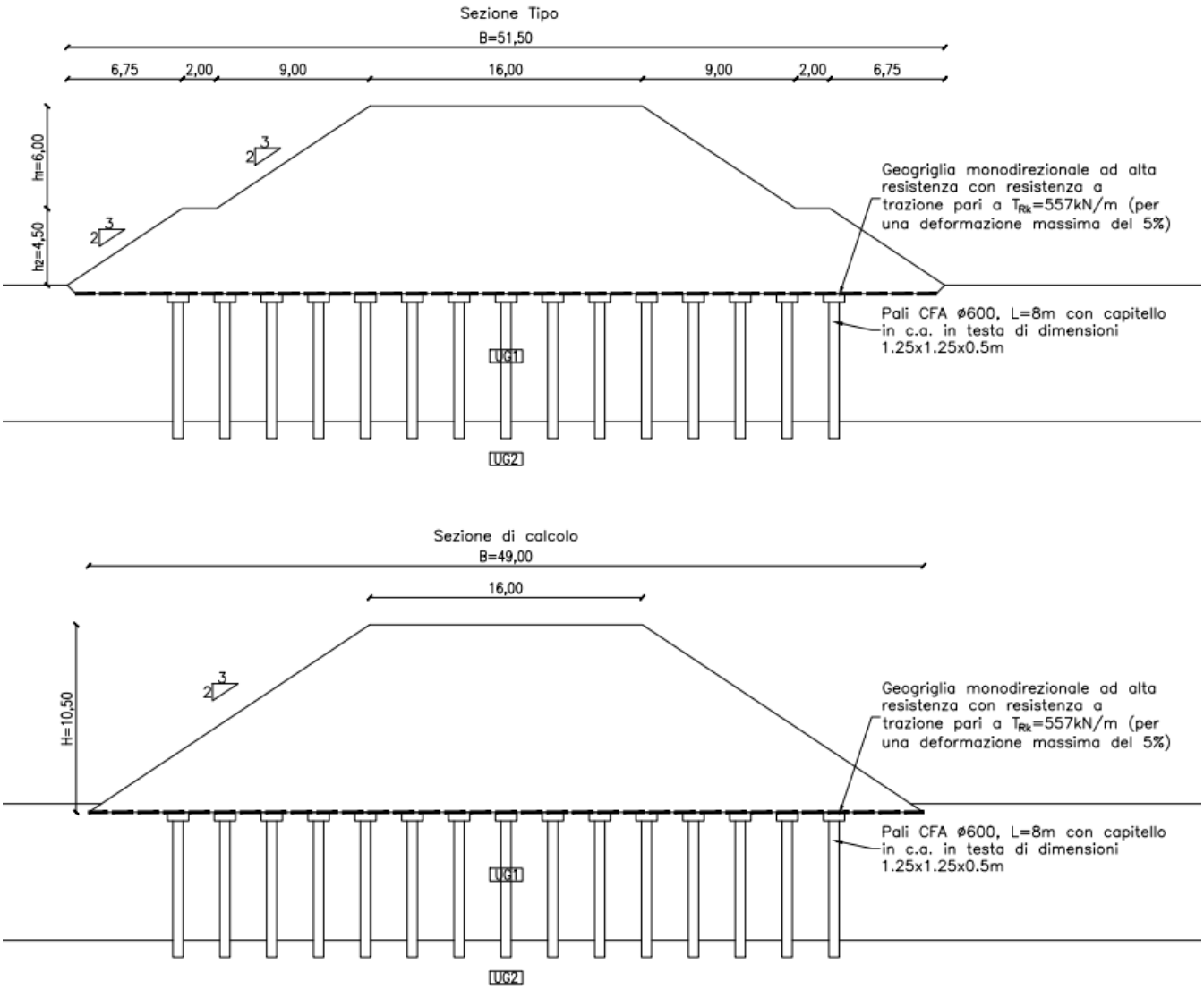


Figura 1. Confronto tra la sezione reale (in alto) e quella di calcolo (in basso), con individuazione delle principali grandezze caratteristiche.

Oltre al peso proprio del rilevato, è stato considerato, in corrispondenza della sommità del rilevato, un sovraccarico di entità pari a q=20kN/m^2 a simulare l'azione derivante dal transito veicolare.

Per la geogriglia si è scelto un elemento monodirezionale ad alta resistenza da disporsi in ambedue le direzioni di sviluppo del rilevato. In direzione trasversale la geogriglia adottata presenta una resistenza a trazione, determinata in corrispondenza di una deformazione massima inferiore al 5%, pari a T_{Rk}=557kN/m; in direzione longitudinale è stata invece adottata una geogriglia avente resistenza a trazione massima, per lo stesso livello deformativo (ε=5%), pari a T_{Rk}=193kN/m.

Tabella 1. Parametri geotecnici di riferimento.

	γ [kN/m^3]	φ [°]	C_u [kPa]	E'-M [MPa]
UG1	18	-	50	2
UG2	19	34	-	30
Rilevato	20	35	-	30

© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

3. DIMENSIONAMENTO DEI PALI E GEOSINTETICI

Il calcolo dello sforzo normale N_k sui pali e della trazione T_k sul geosintetico viene condotto applicando l'approccio analitico proposto da BS 8006 ed EBGEO e la modellazione numerica con Midas FEA (v2023). Per limitare la lunghezza dell'articolo, non si descrivono dettagliatamente i due metodi ma si riassumono brevemente le ipotesi alla base delle due diverse teorie di calcolo analizzate. In BS 8006 possono essere adottati due metodi per il calcolo delle forze sui pali: la formula di Marston (1913), che assume la formazione di un arco semicilindrico, e quella di Hewlett e Randolph (1988) che assume un arco emisferico e limita la tensione massima di taglio. Per il calcolo della tensione sul geosintetico si applica la teoria della membrana elastica assumendo una distribuzione uniforme del carico e trascurando la reazione del terreno sottostante. In EBGEO si assume invece la formazione di un arco emisferico e si esegue un'analisi plastica applicando il teorema del limite inferiore. Per il calcolo della tensione nel geosintetico si applica la teoria della membrana elastica assumendo una distribuzione di pressione triangolare e tenendo conto anche della reazione del terreno presente fra i pali.

Le simulazioni numeriche sono state invece condotte su un modello 3D semplificato, realizzato sfruttando le simmetrie geometriche dell'opera. I pali vengono modellati come elementi *beam*, il geosintetico è simulato come un elemento *geogrid* mentre il terreno è modellato con elementi solidi. Le proprietà dei materiali sono elencate sinteticamente in Tabella 2 e la mesh è rappresentata in Figura 2.

Tabella 2. Parametri geotecnici di riferimento – modello numerico.

	Modello costitutivo	γ [kN/m^3]	φ [°]	C_u [kPa]	E'-M [MPa]
UG1	Soft soil	18	-	50	2
UG2	Mohr Coulomb	19	34	-	30
Rilevato	Mohr Coulomb	20	35	-	30
Palo-Capitello	Elastic	25	-	-	31447
Geogriglia	Elastic	-	-	-	921050

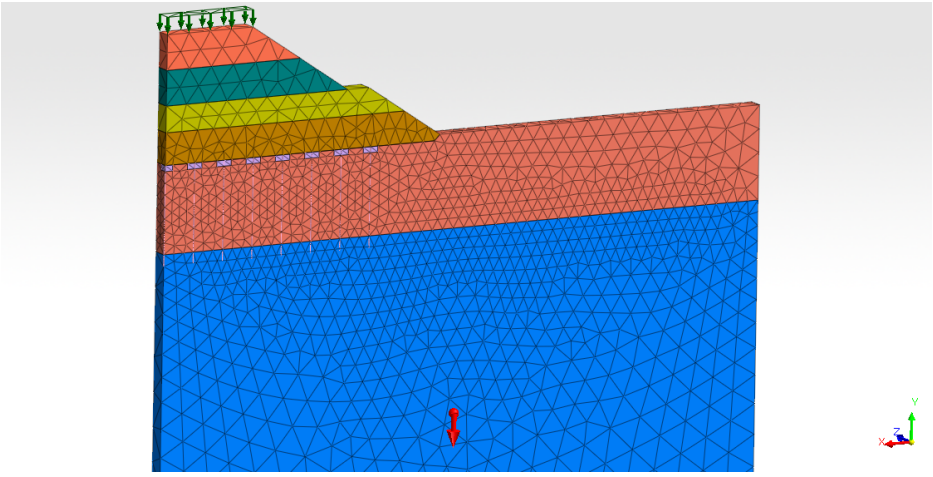


Figura 2. Rappresentazione del modello numerico tridimensionale e della discretizzazione adottata.

Nella tabella seguente si riporta, per ciascun metodo, l'efficienza del trasferimento di carico valutata con la relazione $E = N_k/(W + Q)$, intesa come il rapporto fra la forza trasferita ai rinforzi (N_k) e il peso del rilevato (W) comprensivo dei sovraccarichi valutati in corrispondenza del piano campagna ($Q = q/(1 + h/B)$), la forza sui pali (N_k), e la forza sul geosintetico derivante dallo sviluppo dell'effetto arco all'interno del corpo del rilevato (T_M). T_M è stata calcolata in entrambi i casi assumendo una deformazione nel geosintetico pari a ε=5% e una rigidezza J_k di 9210,5kN/m. Nella trattazione descritta nelle EBGEO la tensione sul geosintetico può essere stimata considerando la reazione del terreno compreso fra i pali; in tabella 2 si riportano i valori calcolati con e senza tale contributo per facilitare il confronto con BS 8006 che assume una reazione del sottofondo nulla.

© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

T_M rappresenta la tensione sul geosintetico in direzione trasversale al rilevato, depurata della componente di trazione sollecitante legata allo spreading laterale delle scarpate, che può essere calcolato come $T_{spreading} = 0.5\gamma h^2 k_a + qhk_a$, con $k_a = \tan^2(45 - \varphi/2)$.

Si può osservare che i vari approcci di calcolo seguiti nella progettazione in essere forniscono valori molto differenti tra loro in termini di azione agente sul palo e trazione sul geosintetico. In particolare, la trattazione riportata nelle EBGEO restituisce dei valori di trazione sul geosintetico nettamente maggiori rispetto a quanto stimato con la normativa BS 8006. A seconda del metodo di calcolo seguito, la BS 8006 fornisce inoltre un'efficienza del trasferimento di carico nettamente differente; in particolare, il carico gravante sul palo con la relazione di Marston risulta inferiore rispetto a quello determinato con la relazione proposta da Hewlett e Randolph.

La modellazione numerica ha permesso di ottenere dei valori di trazione sul geosintetico e azione assiale sul palo inferiori rispetto alle trattazioni analitiche. Il carico gravante in corrispondenza del piano di posa del rilevato viene infatti in gran parte assorbito dagli elementi di rinforzo mentre la restante parte di tensione agente viene sostenuta dal geosintetico e dal terreno presente tra due elementi beam consecutivi.

Tabella 3. Confronto tra i risultati derivanti dall'applicazione dell'approccio analitico (BS 8006 e EBGEO) e numerico (Modello FEM 3D).

	E (-)	**N_k (kN)**	**T_M (kN/m)**
BS 8006 (Marston)	0.70	811.37	53.86
BS 8066 (Hewlett e Randolph)	0.88	1012.88	80.48
EBGEO (senza reazione del sottofondo)	0.817	942.4	184.21
EBGEO (con reazione del sottofondo)	0.817	942.4	156.58
MODELLO FEM 3D	-	758.4	19.2

4. CONCLUSIONI

Lo scopo di questo articolo è stato quello di confrontare i risultati derivanti dall'applicazione della normativa inglese BS 8006, tedesca EBGEO ed una modellazione tridimensionale semplificata, per la valutazione delle sollecitazioni agenti sui pali e geosintetici, nell'ambito della progettazione definitiva di un rilevato di raccordo al nuovo cavalcaferrovia in località Montecchio Maggiore.

I risultati differiscono molto tra di loro in termini di efficienza di trasferimento del carico e quindi di sforzo normale agente sull'elemento di rinforzo e trazione sul geosintetico. In particolare, le soluzioni analitiche forniscono dei valori di trazione sul geosintetico e azione assiale sul palo nettamente maggiori rispetto a quanto ottenuto mediante simulazione numerica semplificata del problema. Nelle trattazioni analitiche del problema, ad esclusione della normativa EBGEO, la reazione del terreno presente tra due elementi di rinforzo consecutivi non viene tenuta in considerazione. La tensione agente in corrispondenza di questa porzione di terreno viene infatti considerata completamente assorbita come sforzo di trazione dal geosintetico,

A seguito di quanto esposto, l'utilizzo dell'approccio analitico proposto dalla normativa inglese e tedesca ha comunque consentito di dimensionare l'intervento di rinforzo dal punto di vista strutturale e geotecnico. Sviluppi futuri del lavoro andranno a investigare maggiormente l'effetto della tridimensionalità dell'opera.

5. BIBLIOGRAFIA

BS 8006 (2010). *Code of Practice for Strengthened/reinforced Soils and Other Fills*, British Standards Institution BSI, London, UK. ISBN 978-0-580-53842-1

EBGEO (2011). *Recommendations for design and analysis of earth structures using geosynthetic reinforcements—EBGEO*. Digital in English. German geotechnical society. ISBN: 978-3-433-60093-1.

Hewlett, W. J. and Randolph, M. A (1988). *Analysis of Piled Embankments*. Ground Engineering. April pp.12-18.

Marston A., Anderson A.O. (1913). *The theory of load on pipes ditches and tests of cement and clay drain tile and sewer pipes*. Bulletin 31, Iowa Engineering Experiment Station, Iowa State College, Ames, Iowa.

XII Incontro Annuale dei Giovani Ingegneri Geotecnici. IAGIG 2023. Padova, 31 Maggio - 1 Giugno 2023
© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

THE INFLUENCE OF THE EXTRACTION SPEED IN PULL-OUT TEST FOR CLOGGING RISK EVALUATION

Sara Mangifesta (sara.mangifesta@geeg.it)
GEEG startup of Sapienza University of Rome, Rome, Italy

ABSTRACT. During mechanical tunnelling in fine-grained soils a common problem is that the excavated soil tends to stick to the metallic parts of the Tunnel Boring Machines (TBMs). Despite this troubling behaviour, known as clogging phenomena, strongly affects the profitability of a tunnelling project in fine-grained soils, a precise and reliable prediction method of the clogging potential is not available yet. One of the most widespread tests used to evaluate this phenomenon is the pull-out test, proposed in literature in different configurations. The experimental activity presented was aimed at studying the influence of the extraction speed on the results of plate pull-out tests carried out on two different fine-grained soils. An overall view of the results suggests that the maximum pull-out force registered for each soil sample increases as the speed increases: deriving the equations that links these data was possible to correlate, for each speed tested, the gaussian trends that discribe the clogging behaviour of fine-grained soils as the water content varies.

1. INTRODUCTION

Mechanical tunnelling in fine-grained soils is often affected by clogging phenomena and thus, as it is well known, the excavated soil tends to stick to the metallic parts of the Tunnel Boring Machines (TBMs). This means that this dangerous behaviour may occur at the cutting wheel, in the excavation chamber or in the conveyor belt of TBMs and, in the most serious cases, can also cause damages to internal components and the blocking of the machines.

The extent of the problem depends on many factors, among which:

- geological and geotechnical conditions: grain size distribution, mineralogy, plasticity, water content, ...;
- technical specifics of the TBM: cutting wheel design, pump capacity, …;
- construction operations: drive mode, downtime, ….

Despite the profitability of a tunnelling project in fine-grained soils is strongly influenced by the clogging potential of the materials involved (Thewes & Burger, 2005), a precise and reliable prediction of clogging behaviour is not yet possible. Among the different laboratory tests proposed in literature to evaluate this phenomenon, such as mixing test and modified direct shear test, and thus to assess the need for appropriate mitigation actions, the pull-out test (Thewes & Burger 2005; Khabbazi et al. 2019) is one of the most widespread and it is used in many different configurations, among which the plate pull-out test (Sebastiani et al. 2019).

This paper presents the results of an experimental activity developed in the geotechnical laboratory of Sapienza University of Rome, aimed at deepening the understanding of the plate pull-out tests, verifying any influences of the extraction speed on the results of this test and at correlating, for each speed tested, the gaussian trends that discribe the clogging behaviour of fine-grained soils as the water content varies. In fact, by varying the extraction speed of the test, it is possible to highlight and better understand the clays behaviour during the excavation through TBM when the cutting wheel advances at different rotation speeds, thus influencing the extent of the clogging risk.

A brief description of the main characteristics of two natural fine-grained soils (London and Viterbo clays) selected for this study and the results of the experimental campaign will be presented.

2. MATERIALS AND METHODS

The experimental study was focused on two fine grained soils: London and Viterbo clays, which differ mainly in terms of grain size distribution (performed following the ASTM D7928), plasticity (the determination of Atterberg limits was carried out following the ASTM D4318) and mineralogical composition (UNI EN 13925-2). The geotechnical characterization of these clays (described in detail by Sebastiani et al., 2022a, which also contains some information about the mineralogy of the two clays) is briefly reported in Table 1, where w_L and w_P represent liquid and plastic limits, I_P plasticity index, A activity and G_s specific gravity of the two clays.

© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

Table 1. Geotechnical characteristics of the two soils tested.

soil sample	clay (%)	silt (%)	sand (%)	gravel (%)	w_L (%)	w_P (%)	I_P (%)	A (-)	G_s (-)
London	18	48	27	7	54	28	26	1.43	2.55
Viterbo	25	69	6	0	38	21	17	0.68	2.70

Samples at a fixed water content for each soil were prepared and plate pull-out tests at different speeds were carried out.

The pull-out test, even if still not included in international standards, is proposed in literature (Feinendegen et al., 2011; Zumsteg & Puzrin, 2012) and it is currently performed (Sebastiani et al. 2019) for clogging potential evaluations, as it provides information about the adhesion between a metallic element and the soil. Different authors, as Thewes & Burger (2005), Sass & Burbaum (2008) and Khabbazi et al. (2019), with different approaches, used this test to measure the clogging tendency of a soil. The test is performed by placing a metal tool in contact with the soil sample and then measuring the force necessary to separate the tool from the soil, extracting it vertically. The modified version of the pull-out test performed at the Sapienza University geotechnical laboratory, named plate pull-out test, was set up applying the same principle using a convex surface plate (curvature radius equal to 11 cm) instead of the conical or flat tool. This configuration was studied to improve the homogeneity of the contact between the steel tool and the soil: the plate, in fact, is pushed directly on the other half of the spherical joint leaving a thin layer of soil in between and thus eliminating possible unevenness or air bubbles, which can be created pre-drilling the cavity for the cone insertion in the cone pull-out test.

The execution modality of this modified configuration consists in the progressive approach of the tool to the soil sample, until they adhere completely causing the partial spill of the material from the gap, and the subsequent extraction of the tool at a constant speed of 5 mm/min (equal to extraction rate of the cone pull-out test) measuring the force at regular intervals. The maximum measured extraction force is the plate pull-out force, *PF*.

In this activity four different speeds (equal to 0.5, 1, 5 and 9 mm/min) were tested, in order to verify if and how the results of plate pull-out test are influenced by this parameter.

In order to evaluate how the extraction speed alone affects the maximum pull-out force registered for each clay, based on results of previous tests (Sebastiani et al. 2022b), it was decided to perform the laboratory tests fixing the water content at 42% for London clay and 28% for Viterbo clay.

3. RESULTS

The results obtained in this experimental activity through the plate pull-out test carried out at an extraction speed v equal to 0.5, 1, 5 and 9 mm/min are reported below, together with the water content w and the contistency index I_c.

Table 2. Results obtained through the plate pull-out tests carried out at different speed for the two clays.

soil sample	v (mm/min)	w (%)	I_C (-)	PF (N)
London clay	9.0	43	0.42	49.34
	5.0	42	0.44	40.52
	1.0	42	0.45	42.67
	0.5	42	0.45	36.98
Viterbo clay	9.0	28	0.58	97.41
	5.0	28	0.57	96.63
	1.0	28	0.56	83.97
	0.5	29	0.53	71.12

From these results it can be noted an overall increasing trend of the pull-out force as the speed increases: by interpolating these data with a linear equation (Figure 1) the results obtained at different speeds can be correlated. In particular, it is possible to calculate the difference Δ (%) between the *PF* values estimated at the standard speed of 5 mm/min and those estimated at differend speeds through the linear interpolation.

© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

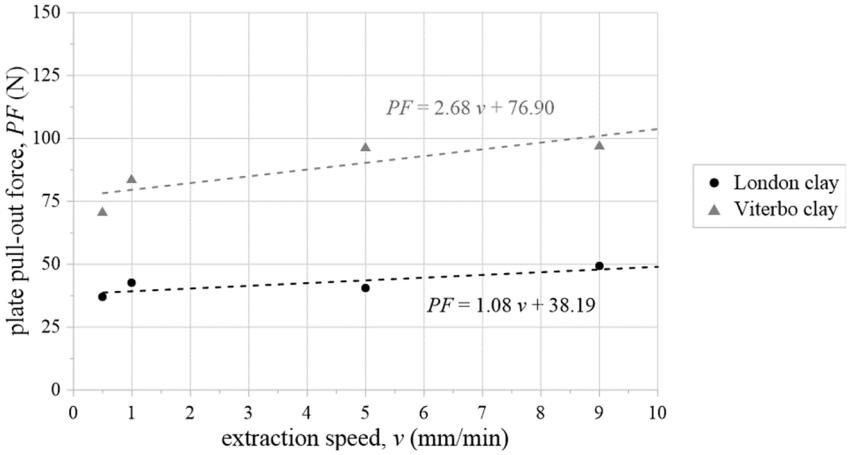


Figure 1. Trends obtained through the plate pull-out tests carried out at different speeds for the two clays.

For London clay the results of the pull-out test carried out at 0.5 mm/min are 11.1% lower than the one at 5 mm/min, while at 1 mm/min the difference decrease at -9.9%; at and 9 mm/min the results are about 9.9% higher. For Viterbo clay, instead, the differences are -13.4% at 0.5 mm/min and ±11.9% at 1 and 9 mm/min.

It can be noticed that for London clay, that presents a high percentage of sand (cfr. Chapter 2) and consequently low values of pull-out force (related to moderate clogging risk), the differences between the results obtained at various extraction speeds are less marked than the ones of Viterbo clay. The latter, in fact, presents higher percentages of fines and thus higher *PF* values and it can be noted that the calculated parameters Δ (%) are about 2% greater than those of London clay.

As already mentioned, clogging behaviour of fine-grained soils depends on many factors, among which the water content and consequently the consistency index: from literature (Feinendegen et al., 2011; Sebastiani et al., 2022a,b;) it is known that by varying this parameter for each soil clogging risk varies according to a normal distribution. This gaussian trends for London and Viterbo clays were already derived from punctual results obtained through the plate pull-out test carried out at 5 mm/min (Sebastiani et al., 2022b) therefore, through the just calculated parameter Δ (%), the clogging risk distributions of the two clays, associated with different test speeds, can be estimated. These correlations allow the understanding of the importance of the speed parameter in the pull-out test results and, moreover, can be used in similar works to compare the results of pull-out tests carried out at different speeds. It seems, in fact, that the gaussian curve that describe the clogging potential of a fine-grained soil when water content varies, depend not only on the geotechnical and mineralogical characteristics of the soil itself but also on the speed chosen for the test. By choosing 0.5 mm/min or 9 mm/min as test speed, for example, the same soil can be associated with a different clogging risk.

In Figure 2 the gaussian trends for London and Viterbo clays, already derived from punctual results obtained through the plate pull-out test carried out at 5 mm/min, are reported as a continuous line while the normal distributions derived from the linear interpolations proposed above are represented as dotted lines, together with the results obtained in this activity for each soil samples at different speeds.

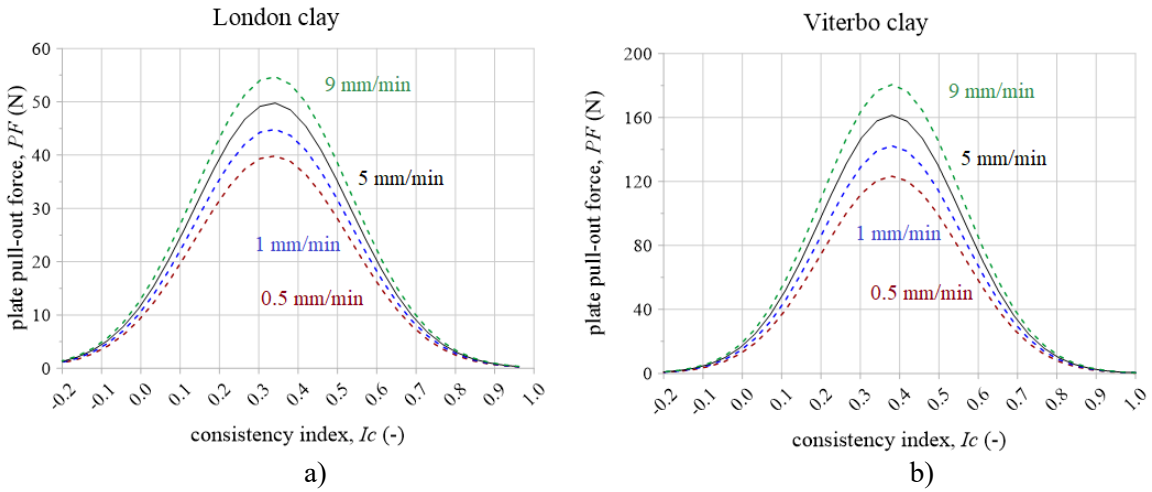


Figure 2. Normal distributions of clogging risk at different speeds for London (a) and Viterbo (b) clays.

© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

4. CONCLUSIONS

The results of the experimental activity described in this paper provides some information about the influence of the extraction speed in the pull-out test, used to evaluate the clogging risk associated with fine-grained soils.

The main conclusions of this work can be summarised as follow:

1. as the extraction speed increases the pull-out values registered increase for both clays: the link between the data obtained can be approximated by a linear equation;
2. knowing the normal distribution that, for a certain extraction speed, describes the clogging behaviour of a fine-grained soil as the water content varies, it is possible to estimate the corresponding distribution related to different speeds;
3. it seems that for higher clogging potential, usually related to soil with higher percentages of fines, the difference between the *PF* measured at the standard extraction speed (equal to 5 mm/min) and the values measured at different velocities is grater.

It is important to underline that these are preliminary results, which require a deeper investigation. Several aspects can be explored in more detail, such as: repeating the plate pull-out tests on a larger number of fine-grained soils, with different geotechnical and mineralogical characteristics; varying the water content of the soil samples tested and decreasing the extraction speed even below 0.5 mm/min (paying particular attention to the possible drying of the sample for very long tests like these).

Nonetheless, this experimental activity shows that: during the excavation phase, different rotation speeds of the cutting wheel may influence the clogging behaviour of soil to be excavated; provides useful evaluations about the possibility of comparing the results obtained through various pull-out test modalities in different works and the results here proposed underline the need of a standardized methodology for the evaluation of clogging potential of a soil.

5. REFERENCES

ASTM D4318–17e1 (2017). Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils. *ASTM International, West Conshohocken, PA.*

ASTM D7928–21e1 (2021). Standard Test Method for Particle-Size Distribution (Gradation) of Fine-Grained Soils Using the Sedimentation (Hydrometer) Analysis. *ASTM International, West Conshohocken, PA.*

Feinendegen M., Ziegler M., Spagnoli G., Fernandez-Steeger T. (2011). Evaluation of the clogging potential in mechanical tunnel driving with EPB-shields. *15th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, ECSMGE 2011 – Proceedings.

Khabbazi A., Ghafoori M., Cheshomi A. (2019). Experimental and laboratory assessment of clogging potential based on adhesion. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment,* 78(1):605–616.

Sass I., Burbaum U. (2008) A method for assessing adhesion of clays to tunnelling machines. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 68(1):27–34.

Sebastiani D., Miliziano S., Vilardi G., Bavasso I., Di Palma L., Di Giulio A. (2019). Chemical interaction between fine-grained soil and foaming agents in tunnelling with TBM-EPB. *17th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, ECSMGE 2019c – Proceedings.

Sebastiani D., Spagnoli G., Amici M., Mangifesta S. (2022a). Geotechnical characterization of natural clays for the prediction of clogging risk for TBM. *Environment Earth Science*, 81:500, pp1-10.

Sebastiani D., de Lillis A., Mangifesta S., Spagnoli S. (2022b). Some considerations on the clogging behavior of three natural clays. *5th International Conference on Tunnel Boring Machines in Difficult Grounds,* TBMDiGS 2022 - Proceedings.

Thewes M., Burger W. (2005). Clogging of TBM drives in clay – identification and mitigation of risks. *Underground Space USE*. In: Erdem Y, Solak T (eds) Analysis of the Past and Lessons for the Future. CRC Press, Boca Raton, pp 737–742

UNI EN 13925–2 (2006). *Prove non distruttive - Diffrazione a raggi X dai materiali policristallini e amorfi - Parte 2: Procedure* (in Italian).

Zumsteg R., Puzrin A.M. (2012). Stickiness and adhesion of conditioned clay pastes. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 31: 86-96.

XII Incontro Annuale dei Giovani Ingegneri Geotecnici. IAGIG 2023. Padova, 31 Maggio - 1 Giugno 2023
© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

SESSIONE 3

Monitoraggio e Controllo di Opere Geotecniche

© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

XII Incontro Annuale dei Giovani Ingegneri Geotecnici. IAGIG 2023. Padova, 31 Maggio - 1 Giugno 2023
© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

ANALISI NUMERICHE PER LO STUDIO DI STABILITA' DI VOLTE ROCCIOSE NATURALI ALL'INTERNO DELLA GROTTA DI BOSSEA

Chrystel Chandiou[1] (chrystel.chandiou@gmail.com)
[1]*Ingegnere libero professionista*

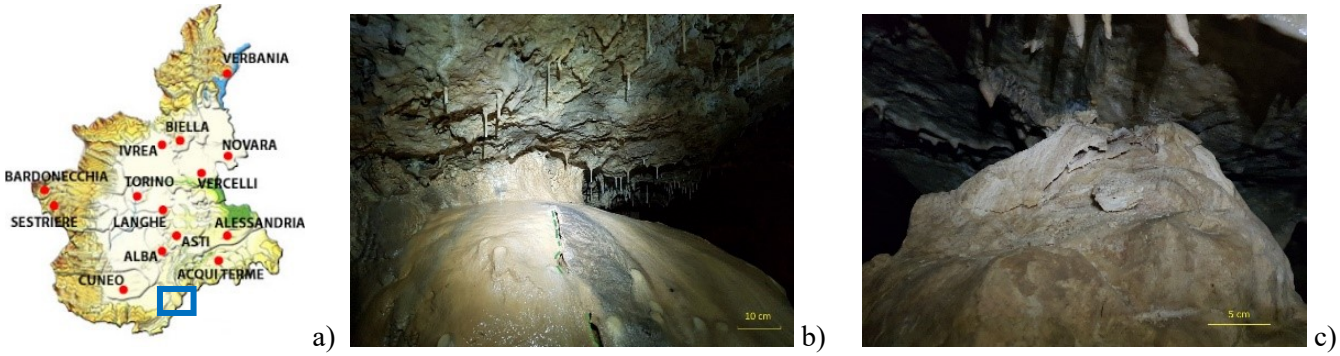
Daniele Martinelli[2] (daniele.martinelli@polito.it), Bartolomeo Vigna[2] (bartolomeo.vigna@formerfaculty.polito.it), Nives Grasso[2] (nives.grasso@polito.it), Glenda Taddia[2] (glenda.taddia@polito.it), Gianluca Bella[3] (gianluca.bella@pini.group)

[2]*Politecnico di Torino, Torino, Italia*
[3]*Pini Group SA, Lugano, Svizzera*

ABSTRACT. Il presente articolo espone i risultati preliminari di analisi numeriche di stabilità effettuate nella grotta di Bossea, una cavità carsica turistica sita nel Piemonte meridionale. Al suo interno è possibile osservare grandi ambienti e differenti concrezioni, alcune delle quali soggette nel tempo a fenomeni deformativi. Un rilievo topografico sia all'interno che all'esterno della cavità ha consentito di ottenere la geometria del luogo di interesse, mentre le proprietà geo-meccaniche dell'ammasso roccioso sono state valutate tramite letteratura e prove in laboratorio eseguite presso il Politecnico di Torino. Dai risultati delle analisi numeriche bidimensionali e tridimensionali si evidenzia una deformazione della volta della cavità, ed uno stato tensionale tale da non pregiudicare la stabilità della struttura.

1. INTRODUZIONE

La cavità naturale oggetto di studio è la grotta di Bossea, sita in Piemonte meridionale sul versante occidentale della Val Corsaglia, Alpi Liguri (Fig.1a). La cavità, presenta uno sviluppo di circa 3 km con una serie di grandi saloni di crollo nella prima parte aperta alle visite turistiche ed una forra orizzontale che termina su gallerie allagate sifonanti. La prima parte di questi grandi ambienti è impostata lungo un complesso contatto tettonico tra vulcaniti profondamente fratturate e marmi dolomitici triassici (Antonellini *et al.*, 2019; Civita e Vigna, 1985, Civita *et al.*, 1990). La cavità risulta inoltre di particolare interesse in quanto sono stati installati al suo interno tre laboratori di ricerca finalizzati al monitoraggio dei flussi idrici, della meteorologia ipogea e della radioattività naturale. Alla base del presente studio vi è l'osservazione di una serie di concrezioni che appaiono profondamente deformate e fratturate ai bordi dei grandi saloni di crollo (Fig.1b-c).



a) b) c)

Figura 1 – a) Localizzazione geografica della grotta di Bossea; b-c) concrezioni defromate (Chandiou, 2021).

L'obiettivo dello studio è stato quello di effettuare alcune analisi semplificate per valutare in via preliminare la stabilità della volta di uno di questi grandi ambienti (il Salone dell'Orso). Al contrario dei vuoti sotterranei artificiali, sono pochi gli studi geotecnici che riguardano la stabilità dei grandi ambienti naturali sotterranei (De Waele e Piccini, 2008). In generale, tali ambienti presentano numerose peculiarità quali geometrie con forme complesse, difficoltà d'accesso, rendendo talvolta difficoltoso effettuare accurati rilievi topografici e strutturali al fine di valutare il reale comportamento di questi grandi saloni. Inoltre, a causa della conformazione della volta di questi grandi ambienti risulta difficile reperire campioni "non disturbati" sui quali effettuare la caratterizzazione geo-meccanica quale base di partenza per i modelli numerici.

© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

2. CARATTERIZZAZIONE DEL MATERIALE E MODELLAZIONE NUMERICA

Al fine di poter ricostruire la geometria 3D della Sala dell'Orso è stato eseguito un rilievo topografico tramite l'utilizzo di una stazione totale e di un laser scanner terrestre in modalità statica, ottenendo una nuvola di circa 170 milioni di punti geo-localizzati della porzione di cavità interessata dallo studio, di dimensione di circa 200 m x 600 m. Il modello di superficie del terreno del versante soprastante la grotta è stato realizzato con l'ausilio di un veicolo aereo senza equipaggio (UAV) ottenendo una nuvola densa della superficie, composta da circa 12 milioni di punti. In seguito, sono state definite le caratteristiche geo-meccaniche delle diverse rocce presenti (marmi, metavulcaniti e concrezioni) all'interno della cavità. Tuttavia, a causa della conformazione di questi ambienti non è stato possibile prelevare campioni di roccia direttamente dalle pareti tramite carotaggi in situ. Pertanto, sono stati raccolti grossi blocchi di roccia, successivamente tagliati tramite una sega circolare per ottenere campioni a forma di parallelepipedo. Differenti prove per determinare le proprietà della roccia sono state eseguite presso il laboratorio del DIATI del Politecnico di Torino. Le caratteristiche di deformabilità (modulo elastico, coefficiente di Poisson) del marmo e delle concrezioni sono state valutate mediante 40 prove geofisiche considerando, per ogni direzione, la trasmissione delle onde di compressione e delle onde trasversali. La resistenza a compressione monoassiale della roccia intatta (UCS) è stata valutata mediante prove a compressione uniassiale, condotta senza tenere conto della pressione dei pori. I parametri geomeccanici delle metavulcaniti (roccia intatta) presenti alla base dei grandi saloni sono determinati tramite letteratura. I valori di resistenza e deformabilità alla scala dell'ammasso sono ottenuti a partire da quelli della roccia intatta tramite l'indice GSI, mentre il criterio di rottura adottato è quello di Hoek & Brown, con modello costitutivo elasto-plastico (Tab.1). Lo stato tensionale imposto è pari a k_0=1.

Tabella 1. Caratteristiche roccia intatta e ammasso roccioso (Chandiou, 2021)

	Roccia Intatta						**Ammasso Roccioso**				
	γ (kg/m^3)	UCS (MPa)	E (GPa)	ν (-)	m_i (-)	s (-)	GSI (-)	E_{rm} (GPa)	$m_{b,picco}$ (-)	$m_{b,residuo}$ (-)	s (-)
Metavulcaniti	2800	140	60	0.30	17	$3.6\cdot10^{-2}$	70	44	5.82	1.99	$6.7\cdot10^{-3}$
Marmo	2700	45	70	0.30	9	$3.6\cdot10^{-2}$	70	51	3.08	1.06	$6.7\cdot10^{-3}$
Concrezioni	2700	15	35	0.30	8	$3.6\cdot10^{-2}$	70	26	2.74	0.94	$6.7\cdot10^{-3}$

L'analisi bidimensionale agli elementi finiti (FEM) ha fatto ricorso ad un modello geotecnico continuo equivalente, condizioni di deformazione piana ed il software utilizzato è RS2 vers.9.0 (RocScience). Viceversa, il modello tridimensionale è stato realizzato basandosi sul metodo degli elementi al contorno (BEM) ed utilizzando il codice di calcolo EX3 (RocScience). Per lo studio bidimensionale sono state realizzate quindici sezioni nel salone dell'Orso poste ad una distanza di 10 m l'una dall'altra, mentre per l'analisi numerica tridimensionale è stato preso in considerazione un modello ricavato dalla nuvola di punti. Inoltre, per le analisi bidimensionali sono state adottate mesh triangolari a sei nodi, raffittite nelle zone d'interesse ed imposte opportune condizioni al contorno sui lati verticali (carrelli), orizzontale inferiore (cerniera), con superficie superiore libera. Entrambi i modelli 2D e 3D si compongono di due fasi: la prima in cui si considera la situazione originale senza il vuoto ipogeo; la seconda nella quale viene aggiunta l'esportazione del materiale nella cavità (stato attuale).

3. RISULTATI

I risultati numerici illustrati nel seguente capitolo riguardano la condizione finale, proponendo inoltre un confronto in termini tensionali e deformativi tra analisi bidimensionali e tridimensionali.

3.1 Analisi bidimensionali RS2

Nella Figura 2a è possibile osservare la deformata della cavità e il dettaglio degli spostamenti verticali della concrezione in corrispondenza di una sezione rappresentativa "6bis" (Fig.2b-c-d). In alcune porzioni della struttura lo spostamento ottenuto in volta è pari a -2 mm, mentre lo spostamento relativo alla pavimentazione è circa +1 mm, ossia una riduzione dell'altezza della cavità. Vengono inoltre riportate anche le tensioni principali massima e minima, rispettivamente nei range -2.34÷14.47 MPa e -7.94÷2.72 MPa. Dalla Figura 2d si osserva che la cavità è soggetta ad instabilità localizzate, in particolare come la concrezione sia soggetta a fessurazione. Questo è in accordo con quanto si osserva all'interno della grotta nella quale si nota una stabilità generale della

© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

struttura, con fratture locali di dimensioni contenute dell'ammasso roccioso o con regioni caratterizzate da un maggiore grado di fratturazione. Le tensioni vengono scaricate dal tetto con l'apertura di strati orizzontali di allettamento dovuto alle forze sulla copertura. I risultati numerici relativi alle altre 14 sezioni evidenziano spostamenti massimi dell'ordine di grandezza millimetrico e plasticizzazioni dei marmi e delle concrezioni. Le analisi numeriche evidenziano inoltre che, eccetto puntuali ed isolate instabilità, la volta risulta globalmente stabile, come confermato dall'osservazione in situ (Fig.3).

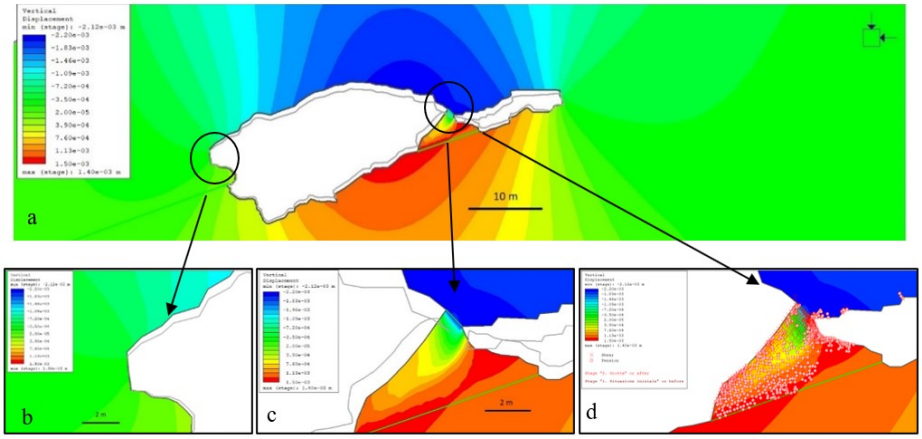


Figura 2. Analisi 2D, sezione 6bis: a) spostamenti verticali della struttura, amplificatazione x500; b-c) dettaglio spostamenti verticali; d) zone di plasticizzazione (Chandiou, 2021).

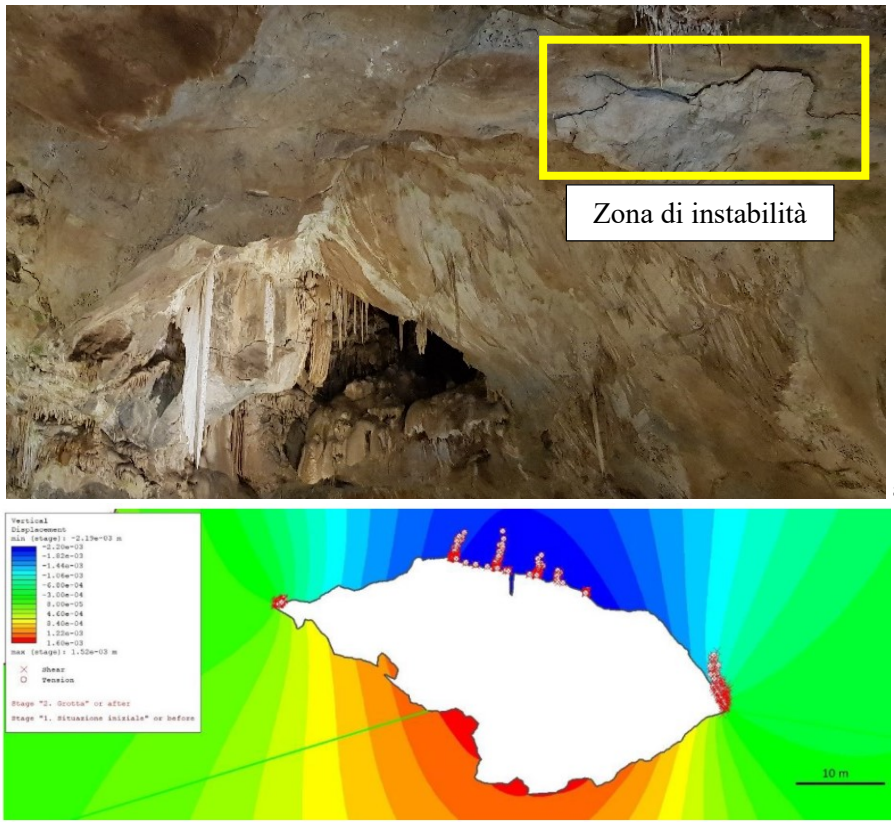
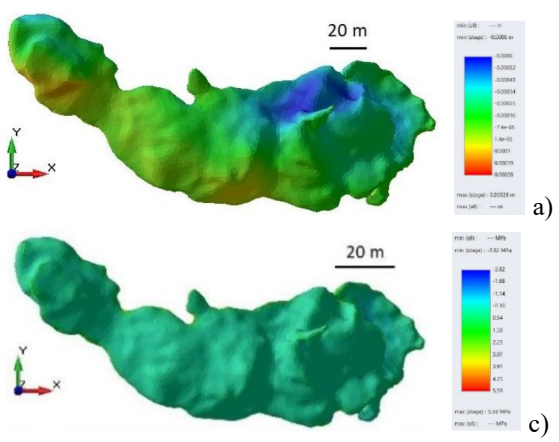


Figura 3. Sezione 11: a) Zona di instabilità locali individuate in situ; b) spostamenti verticali e zone di plasticizzazione da analisi numerica bidimensionale (Chandiou, 2021).

3.2 Analisi tridimensionali EX3

Dal modello tridimensionale non è possibile riprodurre il dettaglio delle concrezioni a motivo della geometria complessa e delle dimensioni notevoli della porzione da analizzare. Il metodo utilizzato presenta dunque delle limitazioni di scala, consentendo la valutazione approssimata della deformazione a scala globale della cavità, ma non la deformazione puntuale sulle stalattiti e sulle stalagmiti. L'analisi tensionale consente di ricavare le tensioni principali massime e minime, entro i range -0.02÷19.81 MPa e -2.82÷5.59 MPa (Fig.4).

© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177



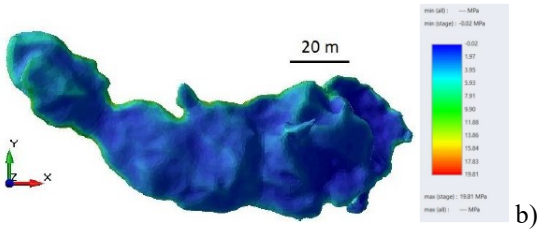


Figura 4. Analisi 3D: a) spostamenti; b) tensioni principali massime; c) tensioni principali minime (Chandiou, 2021).

3.3 Confronto analisi 2D e 3D

Dal confronto tra i risultati delle analisi bidimensionali e tridimensionali si osserva che la prima fornisce informazioni di un ordine di grandezza superiore per ciò che concerne gli spostamenti a motivo del maggior dettaglio geometrico che con essa è possibile rappresentare. Il confronto delle tensioni mostra tuttavia una discreta corrispondenza tra i due approcci. I dettagli sono riportati in Tabella 2.

Tabella 2 . Confronto dei risultati dell'analisi bidimensionali e tridimensionali (Chandiou, 2021).

	Spostamenti [m]		**σ_1 [MPa]**		**σ_3 [MPa]**	
	min	**max**	**min**	**max**	**min**	**max**
Analisi 2D	-0.00215	0.00151	-3.04	32.57	-7.84	8.33
Analisi 3D	-0.00060	0.00028	-0.02	19.81	-2.82	5.59

4. CONCLUSIONI

Il presente articolo ha esposto i risultati preliminari delle analisi numeriche semplificate volte per valutare la stabilità di un grande salone all'interno delle grotte di Bossea. Data la complessità geometrica e le peculiari condizioni ambientali, l'esecuzione di rilievi di dettaglio risulta complessa così come la parametrizzazione dei materiali. Le analisi bidimensionali e tridimensionali forniscono stati tensionali comparabili ed assenza di plasticizzazioni significative in volta che, compatibilmente con l'inviluppo di rottura scelto, risulta generalmente stabile. Il risultato trova conferma nel fatto che una cavità naturale carsica si genera cercando l'equilibrio della struttura senza portarla al collasso. Le analisi mostrano tuttavia alcune instabilità localizzate in corrispondenza delle concrezioni che risultano infatti profondamente fessurate, portando a supporre che il soffitto della cavità sia ancora in fase evolutiva. Lo studio presentato pone le basi per ulteriori analisi di dettaglio che richiedono una valutazione maggiormente approfondita ad esempio dello stato tensionale in sito o delle discontinuità al fine di condurre appropriate analisi di caduta blocchi. Infine, la presente analisi trova la propria applicazione pratica della valutazione della sicurezza delle cavità naturali turistiche di origine carsica di cui la letteratura geotecnica trova ancora pochi esempi.

5. BIBLIOGRAFIA

Civita M., Vigna B. (1985). Analysis of Bossea cave hydrogeological system (Maritime Alps-Italy). *Proceedings of the Ankara-Antalaya Symposium* 101-14.

Civita M., Gregoretti F., Morisi A., Olivero G., Peano G., Vigna B., Villavecchia E., Vittone F. (1990). Atti della stazione scientifica della grotta di Bossea. Torino: Politecnico di Torino e CAI Cuneo.

Antonellini M., Nannoni A., Vigna B., De Waele J. (2019). Structural control on karst water circulation and speleogenesis in a lithological contact zone: The Bossea cave system (Western Alps, Italy). *Geomorphology* vol. 345.

Chandiou C. (2021). Studio di stabilità di volte rocciose naturali nella grotta di Bossea. Tesi di Laurea Magistrale, Politecnico di Torino.

De Waele J., Piccini L., (2008). Speleogenesi e morfologia dei sistemi carsici in rocce carbonatiche. Atti del 45° Corso CNSS-SSI di III livello "Geomorfologia Carsica".

XII Incontro Annuale dei Giovani Ingegneri Geotecnici. IAGIG 2023. Padova, 31 Maggio - 1 Giugno 2023
© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

L'INTERFEROMETRIA SATELLITARE PER LO SCAVO DI GALLERIE IN AREA URBANA

Gianluigi Della Ragione (gianluigi.dellaragione@unina.it)
Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile ed Ambientale, Università degli Studi di Napoli Federico II

Emilio Bilotta (bilotta@unina.it)
Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile ed Ambientale, Università degli Studi di Napoli Federico II

ABSTRACT. L'Interferometria Radar ad Apertura Sintetica (InSAR) è una tecnologia di monitoraggio che permette di misurare spostamenti lungo la linea di vista (LOS) del sensore con precisione millimetrica. Questo studio è stato condotto per mostrare le potenzialità dei sensori SAR, in questo caso quelli montati sui satelliti della costellazione COSMO-SkyMed, nel rilevare gli spostamenti indotti da scavi di gallerie in area urbana. Qui la costellazione di satelliti ha acquisito dati su una piccola area della città di Napoli, interessata dallo scavo di gallerie gemelle. I dati satellitari sono stati elaborati con il software SARPROZ, mentre i cedimenti indotti dagli scavi sono stati previsti con metodi empirici. Per consentire il confronto, gli spostamenti monitorati lungo la LOS sono stati proiettati nel piano verticale. I risultati indicano un buon accordo tra i dati monitorati e i cedimenti previsti, confermando dunque le potenzialità del telerilevamento satellitare nel rilevare cedimenti indotti dallo scavo di gallerie in area urbana, dove un elevato numero di target (*scatterers*) consente di monitorare l'area di interesse.

1. INTRODUZIONE

La costruzione di gallerie rappresenta il modo più efficace per soddisfare la crescente domanda di mobilità nelle aree urbane, soprattutto nelle città densamente popolate. Tali opere sotterranee possono rappresentare un rischio per l'ambiente circostante, in particolare durante il processo di scavo, dove in superficie si sviluppa una conca di subsidenza (Rankin, 1988). L'entità di quest'ultima può essere limitata, ma non evitata, utilizzando la tecnica di scavo più opportuna in funzione delle condizioni ambientali, delle caratteristiche del sottosuolo, del livello della falda, ecc. Pertanto, un sistema di monitoraggio in grado di rilevare i cedimenti superficiali riveste un ruolo fondamentale nel compito di gestione del rischio (Eskesen et al., 2004).

Al giorno d'oggi l'utilizzo di tecniche di monitoraggio tradizionali (livelli, stazioni totali, inclinometri, ecc.) sono implementati per identificare i potenziali rischi indotti dallo scavo di gallerie. Spesso però nelle aree urbane tale monitoraggio è limitato a pochi edifici o infrastrutture, a causa del suo costo.

Negli ultimi decenni i Radar ad Apertura Sintetica (SAR), come quelli montati sui satelliti COSMO-SkyMed di prima generazione, hanno acquisito immagini radar della superficie terrestre con un periodo di rivisitazione di 4÷16 giorni, ed elevata risoluzione spaziale (1÷ 3 m). Inoltre, l'uso dell'analisi interferometriche multi-temporali (MT-InSAR) consentono di generare serie temporali di movimenti nel tempo, con precisione millimetrica (Perissin et al., 2021).

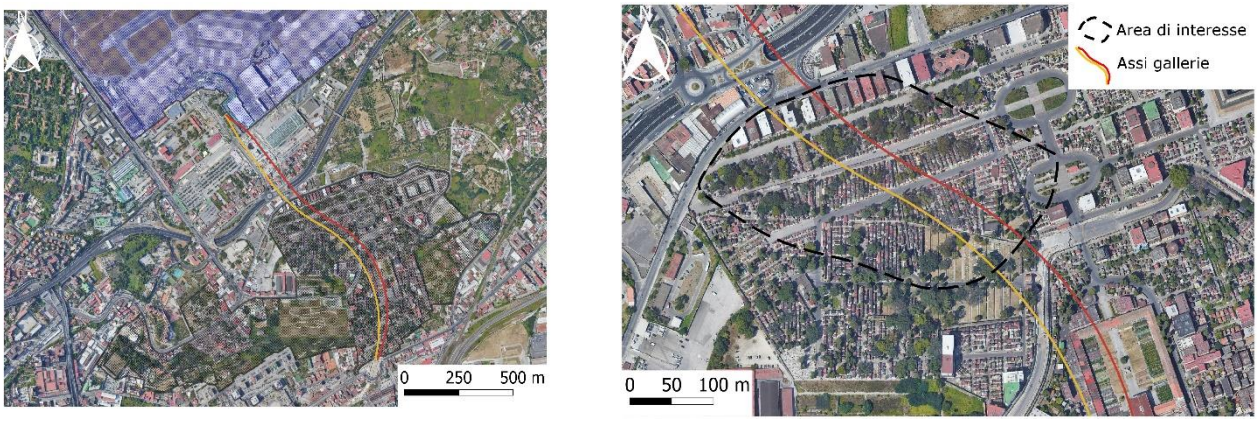
La tecnica del MT-InSAR è utilizzata per diverse applicazioni di monitoraggio come ad esempio, ma non limitatamente ad essi, vulcani (Lu et al., 2000, Richter and Froger, 2020), terremoti (Ryder et al., 2007), frane (Moretto et al., 2017), subsidenza (Tomàs et al., 2014). Più recentemente tale tecnica è stata utilizzata anche per rilevare i cedimenti indotti da scavi di gallerie in aree urbane (Perissin et al., 2021, Milillo et al., 2018, Giardina et al., 2019).

L'obiettivo di questo studio è quello di mostrare un'applicazione della tecnica di monitoraggio MT-InSAR su un caso di studio, che prevede lo scavo di gallerie gemelle per una linea metropolitana nella città di Napoli. Supponendo che l'area di studio sia stata interessata da spostamenti prevalentemente verticali, i risultati del monitoraggio (spostamenti lungo la linea di vista del satellite) vengono proiettati in direzione verticale e poi confrontati con i cedimenti previsti dal metodo empirico. Questo studio conferma l'affidabilità di tale tecnica di monitoraggio nel rilevare cedimenti millimetrici indotti dallo scavo di gallerie in area urbana.

2. AREA DI STUDIO

Nel 2013 il Comune di Napoli decise di appaltare il prolungamento della Linea 1 della metropolitana, per aumentare la mobilità tra l'Aeroporto di Capodichino e il centro città. Questo articolo si concentra sulla tratta Capodichino-Poggioreale del prolungamento della Linea 1 della metropolitana, mostrata in Figura 1(a).

© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177



(a) *(b)*

Figura 1: (a) Tracciato delle gallerie (modificato dopo Di Pace et al., 2021): in rosso la prima galleria scavata, in giallo la seconda. In blu l'aeroporto di Capodichino, in nero il cimitero di Poggioreale; (b) ingrandimento sul cimitero di Poggioreale. La linea tratteggiata nera evidenzia l'area di interesse per il caso studio. Mappe prese da Google Earth.

Due gallerie, poste a sud-ovest dell'aeroporto di Capodichino, collegano quest'ultimo con la Stazione di Poggioreale, per una lunghezza complessiva di circa 1.000 m. Entrambi gli scavi sono stati eseguiti utilizzando una TBM (Tunnel Boring Machine) con una testa fresante di 7 m in diametro. Le operazioni di scavo sono avvenute principalmente in uno strato di roccia tenera (ignimbrite campana) ricoperto da depositi sabbiosi e limosi. Lo scavo della prima galleria è iniziato dal pozzo di Capodichino (40 m sotto il livello del piano campagna) nel luglio 2020 ed è terminato alla stazione di Poggioreale (10 m sotto il livello del piano campagna) nel marzo 2021. La TBM è stata quindi smontata e riportata a Capodichino per essere successivamente utilizzata per lo scavo della seconda galleria (Di Pace et al., 2021).

I dati di monitoraggio, ottenuti dall'analisi MT-InSAR, possono essere influenzati dalla presenza di edifici esistenti a causa dell'interazione terreno-sovrastruttura. Le previsioni empiriche, di contro, si basano sull'ipotesi di condizioni di campo libero (i.e. senza considerare l'interazione terreno-sovrastruttura). Pertanto un confronto diretto tra i dati monitorati e la previsione empirica sarebbe errato. Per tale ragione, questo contributo si sofferma sull'area settentrionale del Cimitero di Poggioreale (Area di interesse di Figura 1(b)), dove sono presenti solo piccole cappelle sepolcrali e loculi. La piccola dimensione di queste strutture permette di trascurare l'interazione terreno-sovrastruttura e di continuare ad utilizzare l'ipotesi di campo libero prevista nelle previsioni empiriche.

L'elaborazione interferometrica, che coinvolge 237 immagini in banda X della costellazione COSMO-SkyMed in geometria ascendente, è stata effettuata utilizzando il software SARPROZ. Il set di dati selezionato copre il periodo di osservazione dal 7 marzo 2018 al 29 gennaio 2022. Questo periodo di tempo corrisponde allo scavo di entrambe le gallerie.

3. METODOLOGIA

3.1 Analisi interferometrica MT-InSAR per la valutazione dei cedimenti

L'analisi MT-InSAR consente di misurare gli spostamenti del suolo o delle strutture con accuratezza millimetrica lungo la direzione della linea di vista del satellite. Si basa sullo sfruttamento di bersagli coerenti, caratterizzati da un'elevata stabilità del segnale radar retrodiffuso. Gli step per l'analisi dei dati, effettuata con il software SARPROZ (Perissin et al., 2011), sono brevemente descritti come segue:

1) importazione dati Single Look Complex (SLC);
2) selezione dell'immagine di riferimento (immagine master) e allineamento delle rimanenti immagini;
3) selezione dei target attraverso la valutazione dell'ampiezza e stabilità del segnale radiometrico;
4) importazione del modello di elevazione digitale (DEM) nel sistema di coordinate satellitari;
5) calcolo degli interferogrammi e rimozione di artefatti atmosferici dal segnale radar;
6) analisi delle serie temporali dei target selezionati. Stima della velocità lineare (mm/anno) per ogni target.

Per ciascun target le serie temporali sono state interpolate utilizzando quattro regressioni lineari:

I. dal 7 marzo 2018 al 2 luglio 2020 (dall'inizio dell'analisi a fino all'inizio del primo scavo);
II. dal 2 luglio 2020 al 23 marzo 2021 (dall'inizio alla fine del primo scavo);

© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

III. dal 23 marzo 2021 al 7 settembre 2021 (dalla fine del primo scavo all'inizio del secondo scavo).
IV. dal 7 settembre 2021 al 29 gennaio 2022 (dall'inizio del secondo scavo alla fine dell'analisi).

Non conoscendo a priori la direzione dello spostamento vero, gli spostamenti monitorati lungo la linea di vista del satellite, d_{LOS}, possono essere proiettati in direzione verticale per ottenere lo spostamento verticale w, utilizzando la seguente equazione:

$$w = \frac{d_{LOS}}{\cos \vartheta} \tag{1}$$

dove ϑ è l'angolo formato dalla linea di vista del satellite con la verticale (è un metadato delle immagini satellitari).

3.1 Metodo empirico per la valutazione dei cedimenti

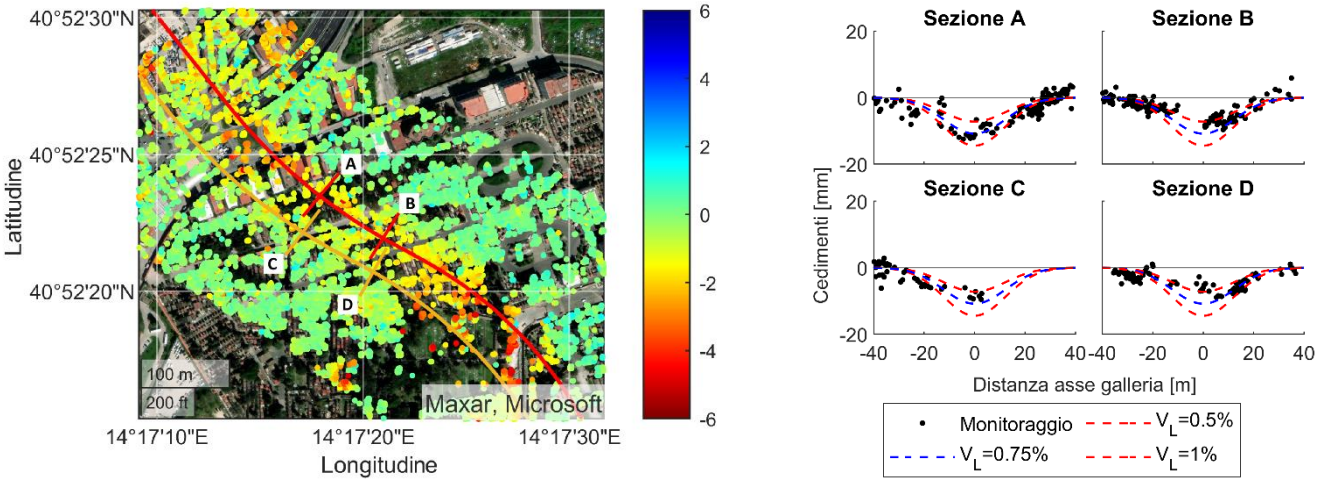
I cedimenti indotti da uno scavo di galleria, in condizioni di campo libero, possono essere previsti utilizzando metodi empirici come quello proposto da Peck (1969). Assumendo una forma gaussiana il profilo dei cedimenti su una sezione ortogonale all'asse di scavo è descritto dalla seguente equazione:

$$w(x) = 0.31 \cdot \frac{V_L \cdot D^2}{K \cdot z_0} \cdot e^{-\frac{x^2}{2 \cdot K^2 \cdot z_0^2}} \tag{2}$$

dove V_L è la perdita di volume e rappresenta una frazione del volume scavato per unità di lunghezza di avanzamento, z_0 è la profondità dell'asse della galleria, D è il diametro scavato e K è un parametro funzione del tipo di terreno. Per gli scavi eseguiti con Tunnel Boring Machine (TBM) i valori tipici di perdita di volume sono compresi tra 0.5÷1%, mentre K varia da 0.25 a 0.45 per terreni ghiaiosi o sabbiosi (Mair e Taylor, 1999).

4. RISULTATI

In Figura 3(a) è mostrata la mappa della velocità di spostamento (mm/anno) nell'area di interesse, ottenuta dall'elaborazione dei dati dal 7 marzo 2018 al 29 gennaio 2022. Si noti la concentrazione di target giallo/rossi (i.e. subsidenza) in prossimità di entrambe le gallerie, mentre quasi nessun movimento si è verificato lontano da esse.



(a) *(b)*

Figura 3: (a) mappa delle velocità di spostamento (mm/anno) nell'area di interesse. Si noti che questi sono spostamenti lungo la linea di vista del satellite; (b) spostamenti monitorati proiettati in direzione verticale vs previsione empirica . Le sezioni A e B appartengono alla prima galleria scavata (linea rossa), mentre le sezioni C e D appartengono alla seconda (linea gialla).

Per ogni target presente in Figura 3(a), la sua serie temporale è interpolata con la regressione lineare multipla descritta nella Sezione 3.1. Gli spostamenti vengono quindi convertiti in cedimenti verticali da confrontare con le previsioni empiriche. Per il primo scavo, i cedimenti relativi si ottengono sottraendo i cedimenti ante scavo da

quelli ottenuti al termine dello stesso. Per il secondo scavo i cedimenti relativi si ottengono sottraendo i cedimenti al termine del primo scavo da quelli ottenuti al termine del secondo scavo.

Si scelgono, infine, due sezioni ricadenti nell'area di interesse della prima galleria e due sezioni della seconda. Sulle sezioni vengono proiettati i target non più lontani di 10 metri da ciascuna di esse. Per la previsione empirica viene mantenuto costante il valore di K, pari a 0.35, mentre vengono scelti tre diversi valori di perdita di volume, che sono V_L=0.5%, 0.75% e 1%. Per la profondità dell'asse della galleria z_0 viene scelto un valore costante di 35 m per tutte e quattro le sezioni. Un confronto tra i dati monitorati e la previsione empirica è mostrato nella Figura 3(b). Da quest'ultima figura si può notare come i dati monitorati seguono il tipico profilo gaussiano, inoltre l'entità dei cedimenti sembra essere in buon accordo con la previsione empirica.

5 CONCLUSIONI

MT-InSAR è una tecnica di monitoraggio oggigiorno utilizzata per diverse applicazioni, tra cui recentemente il monitoraggio delle attività scavo di gallerie. Un dataset di 237 immagini radar, acquisite in direzione ascendente dalla costellazione di satelliti COSMO-SkyMed, è stato analizzato con il software SARPROZ. Da questa analisi è stato possibile indagare la conca di subsidenza indotta dallo scavo di due gallerie nella città di Napoli. Nell'ipotesi di spostamenti verticali, i dati monitorati sono stati confrontati con le previsioni empiriche. I risultati hanno mostrato chiaramente la capacità di questa tecnica nel rilevare la forma e l'entità dei cedimenti indotti da entrambi gli scavi.

Gli autori sono grati per la collaborazione tra il Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Ambientale dell'Università degli Studi di Napoli Federico II, le società EO59 e RASER Limited che hanno fornito la licenza per il software SARPROZ. Gli autori inoltre ringraziano il Professore Daniele Perissin e il dott. Alfredo Rocca per il supporto. Prodotto originale COSMO-SkyMed ASI Agenzia Spaziale Italiana (2016–2021).

5. BIBLIOGRAFIA

Di Pace, M., Cocchi, R., De Guglielmo, M.L. (2021). Scavo Meccanizzato: TBM a spasso per Napoli. Le Strade, (6): 82-87.

Eskesen, S. D., Tengborg, P., Kampmann, J., Veicherts, T.H. (2004). Guidelines for tunnelling risk management: International Tunnelling Association, Working Group No.2. *Tunneling and Undergroung Space Tecnology*, 19(3): 217-237.

Giardina, G., Milillo, P., DeJong, M.J., Perissin D. e Milillo G. (2019). Evaluation of InSAR monitoring data for post-tunnelling settlement damage assessment. *Structural Control and Health Monitoring*, 26(2)

Lu, Z., Mann, D., Freymueller, J.T., Meyer, D.J. (2000). Synthetic Aperture Radar interferometry of Okmok volcano, Alaska: Radar observations. *Journal of Geophysical Research*, 105(B5): 10791-10806.

Mair, R. J., Taylor, R. N. (1999). Bored tunnelling in the urban environment. *In 14th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering vol. 4, Hamburg, Germany*.

Milillo, P., Giardina, G., DeJong, M. J., Perissin, D., Milillo, G. (2018). Multi-temporal InSAR structural damage assessment: The London crossrail case study. *Remote Sensing*, 10(2): 287.

Moretto, S., Bozzano, F., Esposito, C., Mazzanti, P., Rocca, A. (2017). Assessment of landslide pre-failure monitoring and forecasting using satellite SAR interferometry. *Geosciences*, 7(2), 36.

Peck, R. B., 1969. *Deep excavations and tunneling in soft ground*. 225-290.

Perissin, D., Wang, Z., Lin, H. (2021). Shanghai subway tunnels and highways monitoring through Cosmo-SkyMed Persistent Scatterers. *ISPRS Journal of Photogrammetry and Remote Sensing*, 73: 58-67.

Perissin, D., Wang, Z., Wang, T. (2011). The SARPROZ InSAR tool for urban subsidence/manmade structure stability monitoring in China. *Proc. of the ISRSE vol. 1015, Sidney, Australia*.

Rankin, W. J. (1988). Ground movements resulting from urban tunnelling: predictions and effects. *Engineering Geology Special Publications*, 5(1): 79-92.

Richter, N., Froger, J. L. (2020). The role of Interferometric Synthetic Aperture Radar in detecting, mapping, monitoring, and modelling the volcanic activity of Piton de la Fournaise, La Réunion: A review. *Remote Sensing*, 12(6): 1019.

Ryder, I., Parsons, B., Wright, T. J., Funning, G. J. (2007). Post-seismic motion following the 1997 Manyi (Tibet) earthquake: InSAR observations and modelling. *Geophysical Journal International*, 169(3): 1009-1027.

Tomàs, R., Romeo, R., Mulas, J., Marturià, J. J., Mallorquì, J.J., Lopez-Sanchez, J.M., Herrera, G., Gutiérrez, F., Gonzàlez, P.J., Fernàndez, J., Duque, S. Concha-Dimas, A., Cocksley, G., Castañeda, C., Carrasco D., Blanco P. (2014). Radar interferometry techniques for the study of ground subsidence phenomena: a review of practical issues through cases in Spain. *Environmental Earth Sciences*, 71(1): 163-181.

XII Incontro Annuale dei Giovani Ingegneri Geotecnici. IAGIG 2023. Padova, 31 Maggio - 1 Giugno 2023
© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

TIRANTI DI ANCORAGGIO IN DEPOSITI RECENTI: MONITORAGGIO ESTENSIMETRICO DELLA FONDAZIONE

Matteo Senigagliesi (m.senigagliesi@pm.univpm.it)
Paolo Ruggeri, Viviene M. E. Fruzzetti, Giuseppe Scarpelli
Università Politecnica delle Marche, Dipartimento SIMAU

ABSTRACT. La realizzazione di ancoraggi ad elevate prestazioni in depositi di modeste caratteristiche geotecniche impone la necessità di prevedere fondazioni di lunghezza superiore a quanto usualmente raccomandato. Per valutare il loro effettivo comportamento risulta pertanto determinante disporre dei risultati di prove di carico in sito. In questa nota tecnica si presentano i risultati del monitoraggio di due tiranti di ancoraggio con fondazione strumentata di lunghezza 18 e 30 m, realizzati in terreni di recente deposizione e sottoposti a prove di carico. I dati acquisiti sono stati confrontati con i risultati ottenuti da simulazioni numeriche FEM 3D.

1. INTRODUZIONE

I tiranti di ancoraggio sono sistemi geotecnici molto efficienti per trasferire sforzi di trazione al terreno. Nel tempo, sono state sviluppate molteplici tecniche di realizzazione, a partire dai tradizionali sistemi ad iniezione globale unica (IGU) e ad iniezioni ripetute e selettive (IRS) per arrivare ai recenti sistemi "autoperforanti" con punte a perdere e iniezioni a bassa o alta pressione utilizzando anche ugelli da trattamento jet grouting. La gran varietà di soluzioni tecnologiche e la dipendenza delle prestazioni del sistema da un elevato numero di parametri sia ambientali (caratteristiche del terreno, permeabilità, presenza di falda) che esecutivi (modalità e pressioni di iniezione, tra gli altri), si traduce nel nostro Paese in prescrizioni normative che richiedono l'esecuzione di ancoraggi preliminari di prova da sottoporre a prove di carico severe al fine di definire compiutamente gli elementi del progetto, nonché di verificare e collaudare tutti gli ancoraggi definitivi.

In questa nota vengono presentati i risultati relativi a due ancoraggi preliminari di prova, realizzati nel porto di Ravenna nell'ambito di lavori di rinnovamento strutturale di banchine portuali esistenti; la particolarità di tali ancoraggi è la loro strumentazione con estensimetri lungo il tratto di fondazione. I due ancoraggi hanno geometria diversa e sono del tipo autoperforante con punta a perdere, armati con tubolari in acciaio; il primo è stato realizzato con un'iniezione a bassa pressione, il secondo mediante un'iniezione ad alta pressione con ugelli jet grouting. Il monitoraggio estensimetrico della fondazione ed il confronto di tali misure con i risultati di una modellazione numerica FEM 3D, condotta attraverso il codice di calcolo Plaxis, hanno permesso di fare alcune valutazioni sulla distribuzione di carico lungo la fondazione di ancoraggi di elevata lunghezza al crescere del tiro applicato.

2. QUADRO DI RIFERIMENTO DELLO STUDIO

Tra gli aspetti di maggiore rilievo nel progetto degli ancoraggi troviamo quello della stima della resistenza unitaria all'interfaccia fondazione-terreno e quello della previsione dell'effettivo comportamento degli ancoraggi con fondazione di elevata lunghezza. Lunghezze di fondazione superiori ai 15-20 m superano ampiamente le dimensioni utilizzate negli studi originali sugli ancoraggi (Ostermayer & Scheele, 1978) tanto che diversi documenti tecnici di provenienza anglosassone suggerivano di limitare a 10-12 m la lunghezza della fondazione e vari autori esprimono la loro preferenza per soluzioni di ancoraggio "multibulbo" per lunghezze superiori (Vukotić et al., 2013). Scelte progettuali che seguono tali approcci, e riconducibili essenzialmente all'osservazione del comportamento degli ancoraggi in roccia, mirano ad evitare possibili fenomeni di rottura progressiva all'interfaccia fondazione-terreno, situazione che determinerebbe una riduzione della resistenza media unitaria lungo il tratto di fondazione.

Si osserva, d'altra parte, che numerose sono e le opere di ingegneria civile, realizzate in Italia e nel mondo, che vedono la presenza di ancoraggi di elevata lunghezza; tra queste opere ci sono le banchine portuali. Le Norme Tecniche per le Costruzioni in Italia non prevedono limitazioni geometriche per la progettazione degli ancoraggi, obbligano però, in maniera cogente, alla realizzazione di ancoraggi preliminari di prova. La pratica professionale corrente prevede in fase progettuale il dimensionamento della fondazione attraverso la stima di resistenze unitarie all'interfaccia terreno-fondazione (generalmente assunte costanti nell'ambito della stessa unità litologica) in

© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

funzione delle sole caratteristiche geotecniche del terreno e della tecnologia di esecuzione, rimandando a prove preliminari in situ per la conferma del dimensionamento stabilito inizialmente.

3. MATERIALI E METODI

Nel porto di Ravenna, nell'ambito di due campi prova, sono stati sperimentati due tiranti auto-perforanti di lunghezza complessiva 36 m, realizzati attraverso iniezioni a bassa ed alta pressione e inclinati rispetto all'orizzontale di 50° e 17° (Tab. 1). La caratteristica di questo sistema è l'utilizzo di tubolari cavi in acciaio S335J0 dotati di filettatura per l'accoppiamento mediante manicotti e di una punta speciale (Fig. 1) per la perforazione e l'iniezione della miscela cementizia in fase di avanzamento. Gli ancoraggi sono stati posti in opera attraverso l'utilizzo di perforatrice a roto-percussione in cui è il tubolare munito di punta a costituire il sistema di perforazione e consente sia l'iniezione di acqua/miscela cementizia all'interno del tubolare sia l'allontanamento del fluido di spurgo all'esterno. Per ottimizzare l'esecuzione e ridurre gli sprechi, il tirante a bassa pressione è stato realizzato utilizzando acqua come fluido di perforazione per circa i 2/3 della sua lunghezza, mentre per la restante parte è stata iniettata boiacca di cemento secondo un rapporto a/c pari a circa 0,55. Il tirante ad alta pressione è stato realizzato avanzando con acqua a bassa pressione per i primi 18 m, quindi con la tecnica del jet grouting mono-fluido iniettando attraverso gli ugelli posti in punta una miscela cementizia con un rapporto a/c di circa 1,00 per i successivi 18 m.

Tabella 1: Caratteristiche tecniche tiranti

Tipo	Lunghezza libera (m)	Lunghezza fondazione (m)	Diametro fondazione (m)	Inclinazione (°)	Diametro armatura (mm)	Diametro punta (mm)
Bassa pressione	6	30	0,25	50	139,7	180
Alta pressione	18	18	0,45	17	114,3	240

Figura 1: Particolare punta di perforazione: a) bassa pressione; b) alta pressione; c) estensimetri pronti per l'installazione

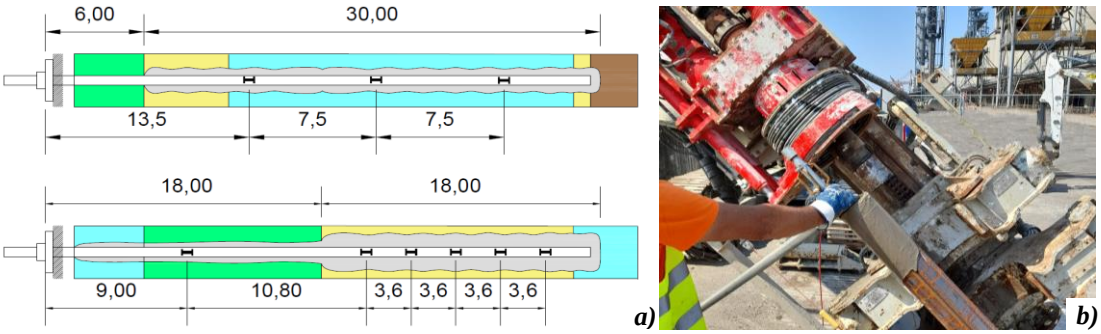


Figura 2: a) schema di disposizione degli estensimetri; b) installazione sensori

I diametri ottenuti in fondazione, pari a 25 cm e 45 cm rispettivamente per l'ancoraggio a bassa pressione e per l'ancoraggio ad alta pressione sono stati valutati sulla base del diametro nominale di perforazione e del volume di iniezione per il primo, e stimando il diametro della colonna in jet-grouting tramite il metodo semi-empirico di Flora et al. (2013) in funzione dei parametri tecnici di esecuzione e delle caratteristiche del terreno per il secondo. Alla fine della fase di iniezione, all'interno dei tubolari pieni di miscela cementizia è stata inserita, per tutta la lunghezza, un'asta in acciaio che fungeva da supporto di strain-gauges a corda vibrante, per il monitoraggio delle deformazioni durante la prova di carico (Fig. 2). Le prove di carico sono state svolte su entrambi i tiranti applicando una procedura a step di carico secondo le raccomandazioni AGI-AICAP (2012), ovvero per i casi in esame, un

© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

carico di allineamento pari a 50 kN e quindi sei step di carico uguali, fino al raggiungimento di 1367 kN per il tirante a bassa pressione e 1341 kN per il tirante ad alta pressione. Per tutti gli step di carico, sono stati rilevati i valori di allungamento massimo, attraverso comparatori millesimali posti in testa all'ancoraggio, e i valori di deformazione registrati dagli estensimetri all'interno del tubolare. Il sistema di contrasto, in entrambi i casi, garantiva l'assenza di spostamenti del supporto. I risultati delle prove di carico sono stati analizzati in termini di carico-spostamento in testa ai tiranti, e di distribuzione delle deformazioni e del carico lungo lo sviluppo del tirante. È stato poi eseguito un confronto tra i dati sperimentali e i risultati ottenuti da una simulazione numerica condotta con il codice di calcolo FEM - *Plaxis 3D*; per i terreni è stato utilizzato un legame costitutivo elasto-plastico con rigidezza variabile in funzione del livello di deformazione ("*Hardening Soil model with small strain stiffness*"), per l'ancoraggio un elemento di volume elastico lineare con rigidezza ponderata sulle caratteristiche di armatura e bulbo di fondazione (Fig. 3). Data la modalità di realizzazione dei due ancoraggi, si è considerato che la porzione iniziale dell'ancoraggio ("lunghezza libera") risulti vincolata al terreno a causa della miscela cementizia risalita verso la superficie durante la fase di iniezione della fondazione.

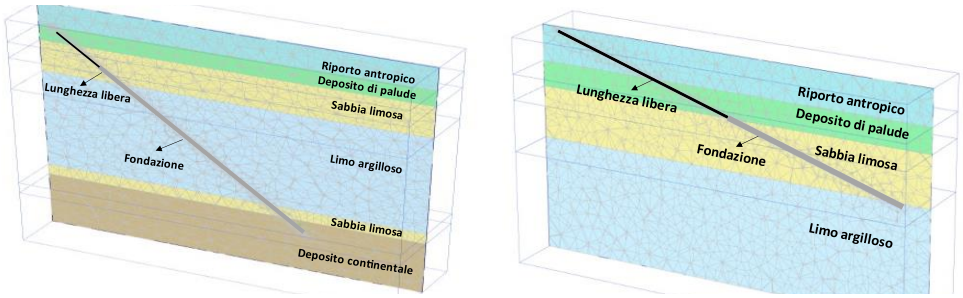


Figura 3: Modello numerico e stratigrafico

4. DISCUSSIONE DEI RISULTATI

In Figura 4 è rappresentata la curva carico applicato - spostamento in testa dei due ancoraggi. Sullo stesso grafico è anche riportata la previsione del modello numerico. I dati sperimentali indicano un progressivo aumento dello spostamento al crescere del carico, cioè una diminuzione della rigidezza del sistema al crescere della deformazione. Nel tirante a bassa pressione non si nota alcun tratto lineare riconducibile ad una "parte libera" che qui avrebbe comunque lunghezza molto modesta. Nell'ancoraggio ad alta pressione, invece, un tratto quasi lineare fino a 1000 kN sembra presente, probabilmente a causa della notevole differenza di diametro tra punta di perforazione e trattamento jet-grouting. Ciò sembra confermarsi dall'osservazione del ramo di scarico, che determina un modesto recupero elastico nel tirante a bassa pressione mentre un significativo recupero nel tirante ad alta pressione. Il ciclo di carico-scarico riprodotto dal modello numerico (linea tratteggiata nella Figura 4) coglie abbastanza bene il comportamento in fase di carico in entrambi i casi, mentre sovrastima il recupero elastico nel tirante a bassa pressione.

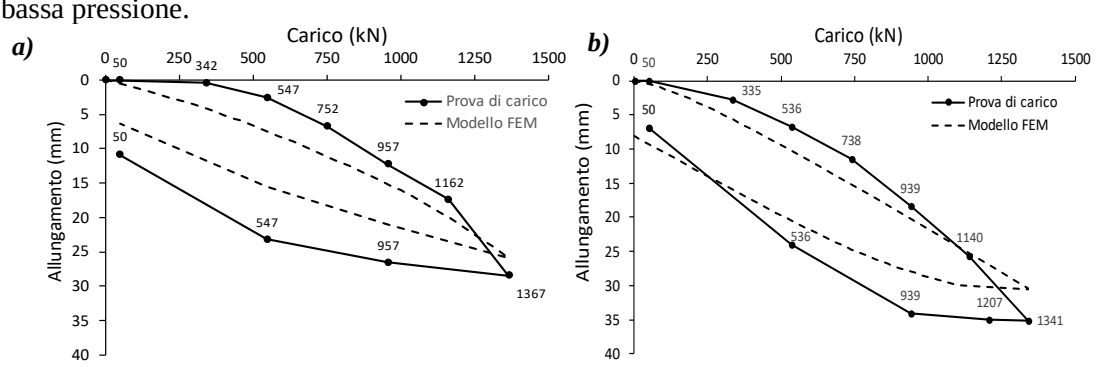


Figura 4: Risposta carico spostamento: a) tirante bassa pressione; b) tirante ad alta pressione

I risultati delle letture estensimetriche lungo lo sviluppo dell'ancoraggio per alcuni valori significativi del carico applicato sono presentati nella Figura 5. Sulla base della stima della geometria della fondazione, assumendo ragionevoli valori delle proprietà elastiche dei materiali (acciaio e miscela di iniezione) e ipotizzando l'assenza di scorrimenti relativi tra armatura e bulbo di fondazione, è possibile tradurre la misura locale di deformazione nel corrispondente valore del carico nella sezione di misura.

È così possibile ottenere una rappresentazione grafica compatta di come il carico applicato alla testa del tirante si distribuisca in profondità. In questa rappresentazione, la pendenza dei diversi segmenti indica l'aliquota di carico

© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

che viene trasferita al terreno tra due punti di misura consecutivi. Inoltre, negli stessi grafici, con linea tratteggiata, è riportata la distribuzione delle deformazioni e del carico ottenuta dal modello numerico.

Nel caso del primo tirante, si può notare come il trasferimento di carico sia quasi costante con la profondità, sintomo che la rigidezza dell'ancoraggio è in grado di distribuire il carico lungo tutta la lunghezza della fondazione e che il terreno risponde in maniera sostanzialmente uniforme. Ai carichi maggiori, comunque, si osserva una maggiore risposta del tratto iniziale dell'ancoraggio rispetto a quella terminale. Il modello numerico riproduce bene il comportamento osservato, anche se tende a distribuire più uniformemente il carico in profondità.

Nel caso del secondo tirante si può notare una modesta reazione della "parte libera" ed un trasferimento di gran parte del carico alla prima parte della fondazione in jet-grouting. La fondazione risulta mobilitata in modo disuniforme, con una prima parte che assorbe quasi l'intero carico ed una seconda che rimane sostanzialmente non sollecitata. Notevole è il carico trasferito nel segmento di fondazione compreso tra i sensori E3 ed E4, che raggiunge 120 kN/m. In questo caso il modello numerico coglie bene il differente comportamento tra fondazione e parte libera del tirante, ma la risposta della fondazione risulta più omogenea di quanto effettivamente osservato. Ciò potrebbe dipendere da un diametro disuniforme della fondazione non considerato nel modello o da un possibile ingresso della perforazione nei limi argillosi di scarsa rigidezza a livello dei sensori E4-E5 piuttosto che a livello di E6 come ipotizzato nello schema di calcolo.

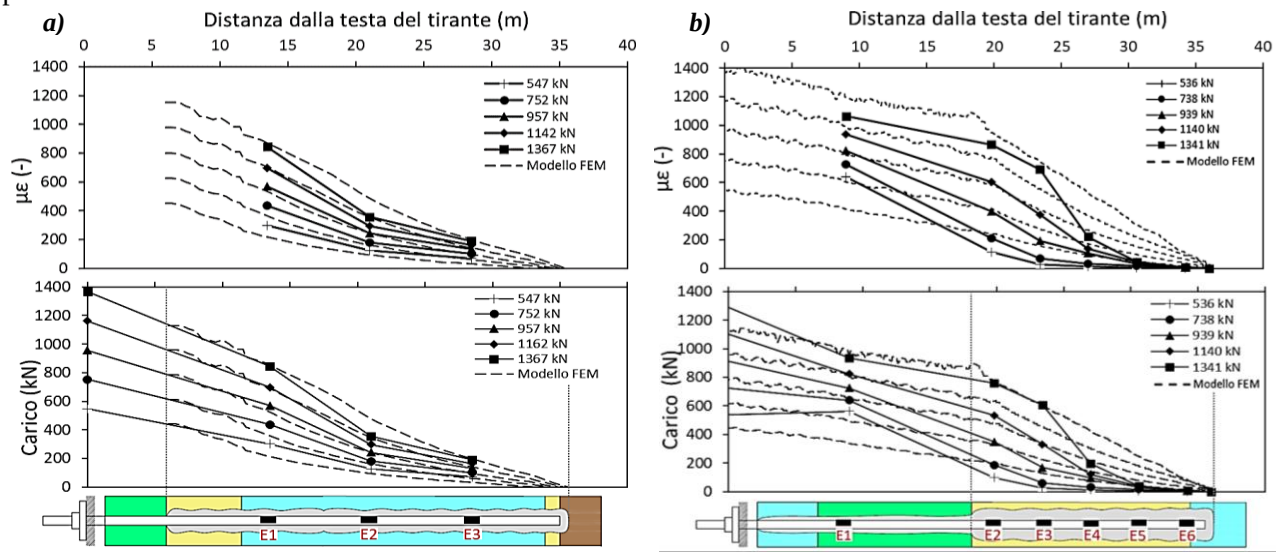


Figura 5: Deformazioni e distribuzione del carico: a) tirante bassa pressione; b) tirante ad alta pressione

5. CONCLUSIONI

I tiranti di ancoraggio rappresentano una soluzione efficiente per il trasferimento di azioni di trazione al terreno. Per ogni utilizzo è necessario studiare il reale comportamento in sito al fine di validare le assunzioni progettuali. Nello studio presentato, tramite l'utilizzo di sensori di deformazione distribuiti lungo il tirante, si è valutato il comportamento di due ancoraggi "autoperforanti", con fondazioni di elevata lunghezza, realizzati con tecnologie di iniezione differenti in depositi recenti di modeste caratteristiche geotecniche. La possibilità di collocare i sensori dopo la realizzazione dell'ancoraggio e non prima come tipicamente accade, ha permesso di garantire il corretto funzionamento di tutta la strumentazione, evitando i danneggiamenti in fase di realizzazione che si osservano negli ancoraggi tradizionali nella fase di posa in foro e cementazione. Una prima interpretazione dei dati ha evidenziato come nel caso del tirante realizzato a bassa pressione il comportamento descritto dal modello numerico sia coerente con quello sperimentale, mentre l'interpretazione del comportamento del tirante realizzato in jet grouting richiede ulteriori approfondimenti.

6. BIBLIOGRAFIA

Flora A., Modoni G., Lirer S., Croce P. (2013). The diameter of single-, double-, and triple-fluid jet grouting columns: Prediction method and field trial results. *Géotechnique*, 63(11): 934-945.

Ostermayer H., Scheele F. (1978). Research on ground anchors in non-cohesive soils. *Revue Française de Géotechnique* 3: 92-97.

Vukotić G., González Galindo J., Soriano A. (2013). The influence of bond stress distribution on ground anchor fixed length design. Field trial results and proposal for design methodology. *Proc. of 18th ICSMGE*.

XII Incontro Annuale dei Giovani Ingegneri Geotecnici. IAGIG 2023. Padova, 31 Maggio - 1 Giugno 2023
© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

PROBLEMI DI INTERAZIONE TRA RADICI E TERRENO NEI MECCANISMI DI RIBALTAMENTO DI GRANDI ALBERI

Giacomo Marrazzo (giacomo.marrazzo@polimi.it)
Politecnico di Milano

Andrea Galli (andrea.galli@polimi.it)
Politecnico di Milano

Anita Raimondi (anita.raimondi@polimi.it)
Politecnico di Milano

ABSTRACT

La valutazione della stabilità al ribaltamento di grandi alberi ha un ruolo fondamentale nella gestione e mitigazione dei rischi, specialmente in ambito urbano. I meccanismi di ribaltamento sono fortemente dipendenti dall'interazione tra radici e terreno, dalle loro proprietà meccaniche e dalla presenza di acqua nel sottosuolo. Ciò comporta la necessità di investigare anche l'impatto degli alberi sul bilancio idrologico locale (nell'intorno della zolla radicale) per valutare il contenuto idrico presente nel terreno. Nelle aree urbane, inoltre, gli aspetti idraulici e idrologici sono di particolare interesse poiché gli alberi costituiscono un possibile sistema di drenaggio urbano sostenibile. L'Ingegneria Geotecnica può fornire un valido contributo nello studio di questi aspetti mediante approcci sia sperimentali che numerici.

1. INTRODUZIONE

Il collasso di grandi alberi (Figura 1a) rappresenta, in area urbana, un importante fattore di rischio per strutture, infrastrutture e beni, e per l'incolumità delle persone. Proteggere il patrimonio arboreo, inoltre, contribuisce anche alla mitigazione del rischio di allagamenti, in quanto gli alberi contribuiscono al riequilibrio del ciclo idrologico e rappresentano un valido sistema sostenibile di drenaggio per la riduzione dei deflussi meteorici, soprattutto se accoppiati con sistemi di infiltrazione installati alla loro base (Berland et al., 2017). I cambiamenti climatici osservati negli ultimi anni, con l'intensificarsi degli eventi meteorologici estremi, hanno aggravato la problematica della caduta di alberi. La valutazione della loro stabilità è perciò ormai parte integrante delle metodologie di gestione e mitigazione dei rischi, e richiede un approccio multidisciplinare che combina competenze botaniche, agronomiche e ingegneristiche. L'Ingegneria Geotecnica può fornire un valido contributo, in particolare quando l'attenzione è rivolta ai meccanismi di collasso per ribaltamento della zolla radicale. Questa può infatti essere assimilata alla "fondazione" dell'albero, inteso come struttura snella soggetta ad una complessa combinazione di carichi. Nella nota si presenta uno studio di inquadramento del problema, integrando aspetti geotecnici e idraulici, che risultano necessariamente essere interdipendenti. La presenza dell'albero modifica infatti il bilancio idrologico locale (nell'intorno della zolla) che, d'altra parte, governa la quantità di acqua presente nel terreno e, indirettamente, la resistenza al ribaltamento della pianta.

2. ASPETTI GEOTECNICI E IDRAULICI

La resistenza al ribaltamento di un albero è fortemente governata dall'interazione tra le radici e il terreno circostante. Questo aspetto è stato oggetto di numerosi studi teorici e sperimentali volti per lo più ad investigare il miglioramento della resistenza del terreno dovuto alla presenza delle radici (Mickovski e Beek, 2009). Tuttavia, per valutare la resistenza al ribaltamento l'attenzione deve essere volta allo studio della capacità di ancoraggio delle radici e della loro resistenza alle azioni verticale (V), orizzontale (H) e ribaltante (M) dovute al peso proprio della pianta (W) e all'azione orizzontale (F) del vento (Figura 1b). Si possono riconoscere comportamenti diversi a seconda delle proprietà delle radici (dimensione e caratteristiche meccaniche): idealmente, le radici di maggior diametro contribuiscono alla resistenza al ribaltamento grazie alla loro rigidezza flessionale, mentre quelle più sottili essenzialmente in base alla resistenza allo sfilamento. Come ricordato, l'albero può essere assimilato ad una struttura snella ad un grado di libertà, rappresentato dalla rotazione φ del colletto; appare allora importante

© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

determinare la curva momento-rotazione del sistema e valutarne la resistenza ultima. Nella pratica agronomica tale stima viene principalmente effettuata mediante prove di trazione non distruttive ("pulling test", si veda il successivo §3). Altri ricercatori (James et al. 2006) hanno invece investigato la risposta dinamica di alberi soggetti al carico variabile del vento; recentemente, Bejo et al. (2022) hanno anche proposto approcci statistici per l'analisi della relazione tra velocità del vento e inclinazione dell'albero.

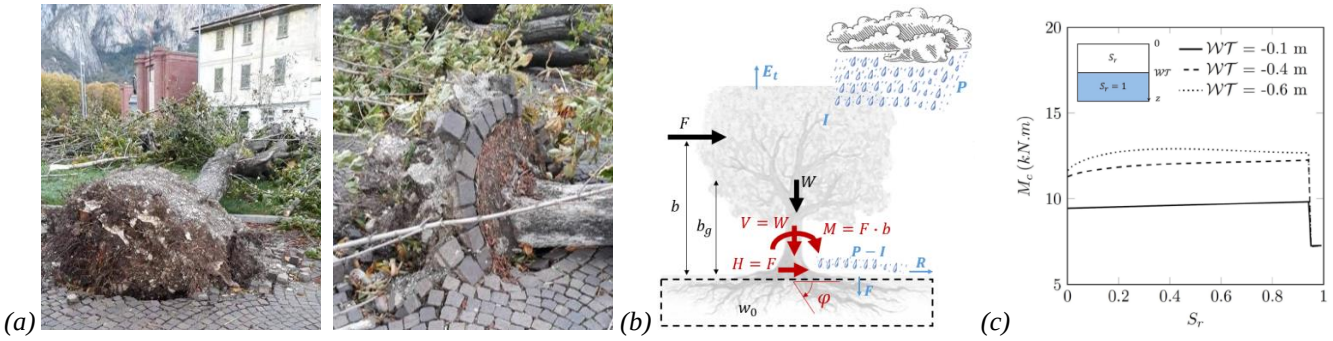


Figura 1. (a) Collasso di alberi per ribaltamento; (b) Azioni agenti; (c) Resistenza al ribaltamento (M_c) in funzione del grado di saturazione del terreno (S_r) per differenti valori della profondità della falda (WT);(da Défossez et al., 2021)

Gli approcci attualmente in uso in ambito professionale non tengono tuttavia debitamente in conto gli aspetti geometrici, meccanici e idraulici che caratterizzano il problema. A tale proposito, risulta importante studiare l'influenza del contenuto d'acqua (w_0) nel terreno entro la zolla radicale (tratteggio in figura 1b), da cui dipende evidentemente il valore di suzione e della resistenza del terreno. Tale aspetto non è ancora stato del tutto chiarito in Letteratura; alcune esperienze di laboratorio su prototipi di alberi in scala ridotta e modelli semplificati mostrano infatti una certa influenza del valore w_0 sulla resistenza (Galpathage et al. 2018; Zhang et al., 2020 e 2022), mentre alcuni risultati di prove di trazione su alberi in vera grandezza (eseguite fino a ribaltamento) suggeriscono che solo in caso di completa saturazione si ha una sensibile riduzione della resistenza ultima (Défossez et al., 2021; Figura 1c). Tale differenza potrebbe essere dovuta all'azione delle radici che mantengono localmente il terreno in condizioni di parziale saturazione anche per elevati valori del contenuto di acqua w_0. In quest'ottica appare allora importante descrivere il bilancio idrologico del sistema, al fine di valutare la quantità di acqua presente nel terreno. Il ciclo idrologico locale (Figura 1b) è infatti influenzato dalla presenza di alberi, soprattutto attraverso i processi di intercettazione (I) ed evapotraspirazione (E_t). Durante gli eventi meteorici una frazione (I) di pioggia (P) viene intercettata dalla chioma, dal tronco e dai rami di un albero mentre la rimanente quota parte ($P - I$) arriva a terra e può infiltrarsi (F) nel terreno a seconda delle caratteristiche di permeabilità dello stesso. Parte di quest'acqua viene assorbita dalle radici e restituita in atmosfera attraverso traspirazione dalle foglie. Qualora siano presenti pavimentazioni poco permeabili o il terreno sia in condizioni di completa saturazione, si genera un deflusso superficiale (R), che in caso di insufficienza delle reti di drenaggio e/o in condizioni di depressioni superficiali, dà luogo ad allagamenti localizzati. In quest'ottica, quindi, la presenza di alberi può costituire anche un importante fattore di regolazione delle acque di deflusso superficiale e un efficace sistema di drenaggio urbano sostenibile, soprattutto se integrati con sistemi di infiltrazione installati alla loro base, quali le pavimentazioni permeabili (Berland et al., 2017). Si sottolinea infine come un adeguato contenuto d'acqua garantisca anche il corretto accrescimento della pianta e il mantenimento della resistenza meccanica delle fibre legnose.

Da questa breve analisi si riconoscono quindi almeno tre campi di influenza per il valore w_0: influenza sulla resistenza al ribaltamento (aspetto meccanico), sulla ritenzione delle acque meteoriche (aspetto idrologico) e sullo stato di salute della pianta (aspetto botanico). È allora evidente la necessità di determinare range ottimali per il valore di contenuto di acqua, tenendo conto di ciascuno dei tre aspetti. Per la valutazione dell'aspetto idrologico è possibile fare riferimento ad un approccio analitico-probabilistico (Raimondi et al., 2021; 2022; 2023) che, a partire da un bilancio idrologico locale e tenendo conto del contenuto d'acqua w_0, consente di stimare, per una data serie temporale di pioggia e per assegnate capacità di infiltrazione, la probabilità che il deflusso superficiale superi un certo valore soglia. Tale modello tiene conto della possibilità che il volume di ritenzione sia pre-riempito da eventi di pioggia precedenti, come spesso accade nei sistemi a basso rilascio come i terreni naturali.

© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

3. ATTIVITA' SPERIMENTALE E MODELLAZIONE NUMERICA

Numerose ricerche sono state svolte negli ultimi decenni con l'obiettivo di definire modelli predittivi accurati per la stima della resistenza degli alberi al ribaltamento, sia basati su descrizioni semplificate della geometria delle radici e delle loro proprietà (Blackwell et al. 1990; Schwarz et al. 2010), sia su modellazioni numeriche con approcci ad elementi finiti (Figura 2b, Dupuy et al. 2005; Yang et al. 2014). Dal punto di vista sperimentale, i primi lavori hanno cercato di legare empiricamente la resistenza al ribaltamento alle proprietà della chioma (Guitard and Castera 1995; Sellier and Fourcaud 2009); recentemente, modelli di alberi in piccola scala sono stati testati in galleria del vento e in centrifuga (Gromke e Ruck, 2008; Cao et al., 2012; Zhang et al., 2020 e 2022a).

Alcuni aspetti, tuttavia, non sono ancora stati del tutto chiariti e, a parere degli autori, la ricerca in Ingegneria Geotecnica può contribuire a migliorare lo stato dell'arte. Ad esempio, in ambito agronomico l'esecuzione di prove di trazione (pulling test) prevede l'applicazione ad una altezza H da terra di una forza suborizzontale T monotonamente crescente (Figura 2a). Al fine di evitare danni alla pianta, la prova è limitata a valori di rotazione non superiori a 0,2° e il valore della resistenza ultima viene ottenuto per estrapolazione dei dati sperimentali, indipendentemente dal tipo di terreno, dalla dimensione e dalla specie della pianta (Wessolly e Erb, 1998). Recentemente, Marsiglia et al. (2023) hanno proposto l'esecuzione di prove seguendo percorsi di carico e scarico e testando il sistema anche secondo direzioni mutuamente ortogonali (indicate in Figura 2a con le sigle NE e SE). I risultati mostrano irreversibilità già per bassi valori della rotazione, e una certa differenza tra le direzioni di carico.

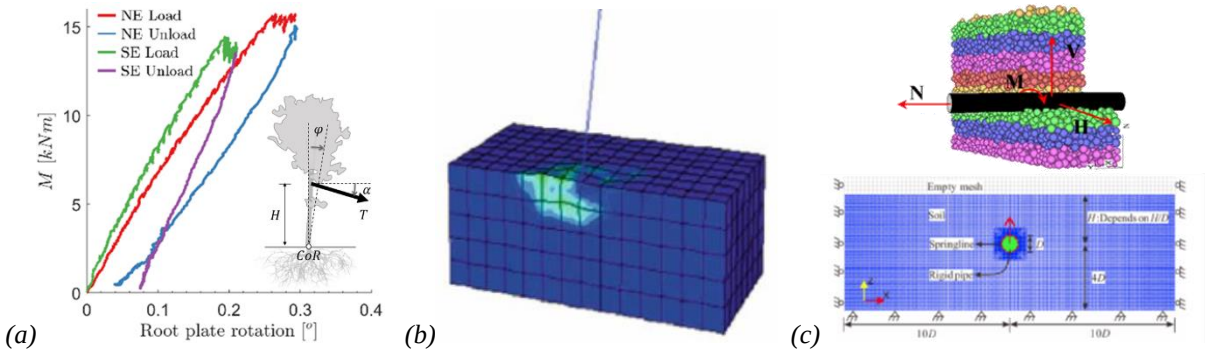


Figura 2. (a) Pulling test su albero a scala reale (da Marsiglia et al., 2023); (b) Esempio di modellazione numerica di un pulling test (Dupuy et al., 2005); (c) Applicazioni di metodi DEM (sopra) e MPM (sotto; Zhang et al., 2022b).

Galli et al. (2023), da risultati di prove sperimentali su modelli semplificati di radici in piccola scala, hanno mostrato che la geometria dell'apparato radicale gioca un ruolo primario nella definizione della resistenza al ribaltamento, mentre la dimensione della base ha un'influenza sempre meno marcata al crescere della comprimibilità del terreno. Tale aspetto è di particolare rilevanza dal momento che, in genere, l'apparato radicale degli alberi raggiunge profondità limitate e che, di conseguenza, valori tipici della pressione di confinamento per il terreno sono dell'ordine della decina di kPa. Si apre quindi la necessità di avere caratterizzazioni meccaniche di terreni vegetati ad elevata comprimibilità, per basse (o bassissime) pressioni di confinamento. Dal punto di vista della modellazione numerica, i lavori disponibili in letteratura (Dupuy et al., 2005, Yang et al., 2014) fanno per lo più uso di modelli costitutivi di tipo elastico-perfettamente plastico per il terreno. Tali modelli, mancando di meccanismi di incrudimento, non riescono a cogliere la progressiva plasticizzazione del terreno per condizioni di carico lontane dal collasso (come invece si ha nei pulling test). Infine, come messo sperimentalmente in luce su modelli semplificati (Marsiglia et al., 2022), l'interazione meccanica tra radici e terreno è fortemente influenzata da effetti del secondo ordine, legati allo sprofondamento delle radici di maggiore diametro (dotate di rigidezza flessionale) e allo sfilamento di quelle di minor diametro (assimilabili ad inclusioni assialmente rigide, ma prive di rigidezza flessionale). Tali effetti possono essere colti solo adottando approcci in grado di seguire l'evoluzione della geometria del sistema (approcci in grandi spostamenti), basati ad esempio su Metodi del Punto Materiale (MPM) o agli Elementi Distinti (DEM), come suggerito in Figura 2c per problemi di interazione tra terreno e condotte interrate.

4. CONCLUSIONI

La nota inquadra il problema del ribaltamento di alberi da un punto di vista geotecnico e idraulico, mettendo in luce la necessità di approfondire la ricerca su vari aspetti, quali la caratterizzazione del comportamento

© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

meccanico dei terreni a bassa pressione di confinamento, l'adozione di modelli costitutivi avanzati per il comportamento del terreno e l'impiego di approcci numerici in grandi spostamenti. Sotto l'aspetto idraulico, è importante definire l'impatto dell'albero sul ciclo idrologico e sul contenuto d'acqua nel terreno, che può influenzare la resistenza al ribaltamento della pianta.

5. RINGRAZIAMENTI

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.

6. BIBLIOGRAFIA

Bejo L., F. Sumegi I. & Divos F. (2022). Dynamic tree stability: improved testing methodology and indications of reliability. *Proc. 22nd NDTE Symposium*. Quebec City, Canada. 175-183.

Berland. A., Shiflett. S. A., Shuster. W. D., Garmestani. A. S., Goddard. H. C., Herrmann. D. L., & Hopton. M. E. (2017). The role of trees in urban stormwater management. *Landscape and urban planning*, 162, 167-177.

Blackwell PG, Rennolls K, Coutts MP (1990) A root anchorage model for shallowly rooted Sitka spruce. *Forestry*, 63,73–91.

Cao J, Tamura Y, Yoshida A (2012) Wind tunnel study on aerodynamic characteristics of shrubby specimens of three tree species. *Urban For Urban Green* 11:465–476.

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.

Dupuy L, Fourcaud T, Stokes A. (2005) A numerical investigation into the influence of soil type and root architecture on tree anchorage. *Plant Soil* 278:119–134.

Galli A., Marrazzo G., Marsiglia A., Ezzati A., Ciantia M.O., Castellanza R. (2023). Small scale toppling tests on simplified tree root prototypes. *Proc. VIII Convegno Nazionale Ricercatori di Ingegneria Geotecnica*. Palermo, 5-7 Luglio.

Galpathage, S. G., Indraratna, B., Heitor, A., & Rujikiatkamjorn, C. (2023). Pull-out behaviour of simulated tree roots embedded in compacted soil. *Proc. of the Institution of Civil Engineers-Ground Improvement*, *176*(1), 54-64.

Gromke C, Ruck B (2008) Aerodynamic modelling of trees for small-scale wind tunnel studies. *Forestry* 81:243–258.

Guitard DGE, Castera P (1995) Experimental analysis and mechanical modelling of windinduced tree sways. In: *Coutts MP, Grace J (eds) Wind and trees*: 182–194.

James K. R., Haritos N., Ades P.K. (2006). Mechanical stability of trees under dynamic loads. *American Journal of Botany*, 93(10), 1522-1530.

Marsiglia A., Galli A., Marrazzo G., Castellanza R., Ciantia M.O. (2023). Uprooting safety factor of trees from static pulling tests and dynamic monitoring. *VIII Convegno Nazionale Ricercatori di Ingegneria Geotecnica*. Palermo, 5-7 Luglio.

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.

Mickovski, S., B., van Beek., L., P., H. (2009). Root morphology and effects on soil reinforcement and slope stability of young vetiver (Vetiveria zizanioides) plants grown in semi-arid climate. *Plant Soil*, 324, 43–56.

Raimondi, A., Di Chiano, M.G., Marchioni, M., Sanfilippo, U. and Becciu, G. (2022). Probabilistic modeling of sustainable urban drainage systems. *Urban Ecosyst*, 1-10.

Raimondi, A., Marchioni, M., Sanfilippo, U. and Becciu, G. (2021). Vegetation Survival in Green Roofs without Irrigation. *Water* 13(2), 136.

Raimondi, A., Sanfilippo, U., Marchioni, M., Di Chiano, M.G. and Becciu G. (2023). Influence of climatic parameters on the probabilistic design of green roofs. *Science of The Total Environment* 865, 161291.

Schwarz M, Cohen D, Or D (2010) Root-soil mechanical interactions during pullout and failure of root bundles. *J Geophys Res Earth Surf* 115:1–19.

Sellier D, Fourcaud T (2009) Crown structure and wood properties: influence on tree sway and response to high winds. *Am J Bot* 96:885–896.

Wessolly, L, and M. Erb. (1998). Handbuch der Baumstatik und Baumkontrolle. Patzer, Berlin.

Yang, M., Défossez, P., Danjon, F., Fourcaud, T. (2014). Tree stability under wind: simulating uprooting with root breakage using a finite element method. *Ann Bot* 114, 695–709.

Zhang CX, Zhu HH, Zhang W, Li HJ, Liu W. (2022b). Modeling uplift failure of pipes buried in sand using material point method. *Tunn Undergr Space Technol* 2022; 119:104203.

Zhang, X., Knappet, J., A., Leung, A., K., Ciantia, M., O., Liang, T., Nicol, B., C. (2022a). Centrifuge modelling of root-soil interaction of laterally loaded trees under different loading conditions. *Géotechnique*, 1-15.

Zhang, X., Knappett, J.A., Leung, A.K. et al. (2020). Small-scale modelling of root-soil interaction of trees under lateral loads. *Plant Soil*, 456, 289-305.

XII Incontro Annuale dei Giovani Ingegneri Geotecnici. IAGIG 2023. Padova, 31 Maggio - 1 Giugno 2023
© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

NUOVO CUNICOLO DI ACCESSO ALLA GALLERIA DI BASE DEL CENERI: SFIDE PROGETTUALI E SOLUZIONI PER LA RIDUZIONE DEI CEDIMENTI

Davide Merlini [1] (davide.merlini@pini.group), Filippo Gianelli [1] (filippo.gianelli@pini.group), Gianluca Bella [1] (gianluca.bella@pini.group), Alessandro Flematti [1] (alessandro.flematti@pini.group), Matteo Falanesca [1] (matteo.falanesca@pini.group)

[1]*Pini Group SA, Lugano, Svizzera*

ABSTRACT. Il presente articolo analizza i principali esiti di un'ampia campagna di monitoraggio realizzata per valutare i cedimenti a seguito alla posa di precarichi antecedenti alla realizzazione di una galleria artificiale in calcestruzzo armato da realizzarsi nell'ambito del progetto "Cunicolo di accesso di Sigirino". Tali precarichi hanno l'obiettivo di minimizzare i cedimenti al di sotto della struttura, successivamente ritombata, che sarà fondata su alternanze di terreni deformabili quali limi argillosi e sabbie limose in condizioni sature. I risultati di monitoraggio sono inoltre confrontati con quelli ottenuti da analisi numeriche agli elementi finiti (FEM), al fine di predire la risposta deformativa e tensionale della struttura in fase d'esercizio, fornendo dunque le basi per un adeguata progettazione della galleria stessa.

1. INTRODUZIONE

La previsione dell'entità dei cedimenti e la loro evoluzione nel tempo è una tematica di primaria importanza nelle verifiche allo stato limite di servizio delle strutture. Mentre lo stato limite ultimo rappresenta uno scenario che il progettista costruisce introducendo combinazioni sfavorevoli di azioni e stime prudenziali della resistenza dei materiali in un modello conservativo, lo stato limite di servizio introduce assunzioni quanto più possibile aderenti alla realtà. L'entità dei cedimenti influenza la funzionalità della struttura stessa e la definizione di opportuni valori soglia è connessa alla sua tipologia e destinazione d'uso. In accordo alla teoria della consolidazione monodimensionale, l'applicazione di un carico su una fondazione di estensione limitata su un terreno saturo a grana fine determina l'insorgenza di sovrapressioni interstiziali. Al termine della fase di carico, si ha dunque un "cedimento immediato" dovuto a deformazioni di taglio. Con la successiva dissipazione delle sovrapressioni interstiziali il cedimento evolve nel tempo dando origine al "cedimento di consolidazione" seguito da un'aliquota finale detta "cedimento secondario" legata alla natura viscosa del terreno (Larsson, 1998; Lancellotta *et al.*, 2008). Il cedimento totale risulta dalla somma delle tre aliquote la cui importanza relativa dipende dalla natura del terreno e dalla velocità d'applicazione dei carichi. In tale contesto, l'applicazione di precarichi rappresenta oggigiorno uno dei metodi maggiormente diffusi per consentire di scontare la maggior quota-parte possibile del cedimento di consolidazione prima della realizzazione delle opere. Il presente articolo analizza dunque l'efficacia di un sistema di precarichi volti a minimizzare i cedimenti al di sotto di una galleria artificiale che verrà realizzata su terreni coesivi sotto-falda posta a ca. 1÷2m dal piano campagna. I risultati ottenuti da un sistema di monitoraggio in continuo sono confrontati con le analisi numeriche FEM per valutare la risposta deformativa del manufatto in esercizio e progettare eventuali ulteriori interventi di riduzione dei cedimenti.

2. CASO STUDIO: ASPETTI PROGETTUALI E SFIDE GEOTECNICHE

Nell'ambito del progetto "Cunicolo di accesso di Sigirino" è prevista la realizzazione di un collegamento di servizio per la nuova Galleria di base del Ceneri (GbC), in Svizzera in esercizio dal dicembre 2020 (Merlini *et al.*, 2017). Il nuovo cunicolo d'accesso (FIS), già scavato come galleria logistica nell'ambito dei lavori principali, rappresenta l'accesso per il personale delle ferrovie federali svizzere per eseguire le operazioni di manutenzione della GbC. Presso il portale del nuovo cunicolo d'accesso è prevista la realizzazione di una galleria artificiale (GA) per garantire la continuità con l'esterno anche una volta realizzato il deposito definitivo di Sigirino (altezza massima ritombamento ca. 28m). La Galleria artificiale è un manufatto in calcestruzzo armato di lunghezza ca. 69.0m a struttura scatolare variabile come mostrato in Fig1: i) la tratta in prossimità del portale ha sezione rettangolare (altezza=4.80m, larghezza interna=4.40m; spessore platea=1.00m, spessore elevazioni=0.40m, sez.

© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

AA Fig. 1c); ii) la tratta in prossimità del portale FIS in roccia ha sezione esagonale (altezza massima=6.15m, larghezza netta=6.0m, spessore platea=1.0m, spessore elevazioni=0.80m, sez. BB Fig. 1c).

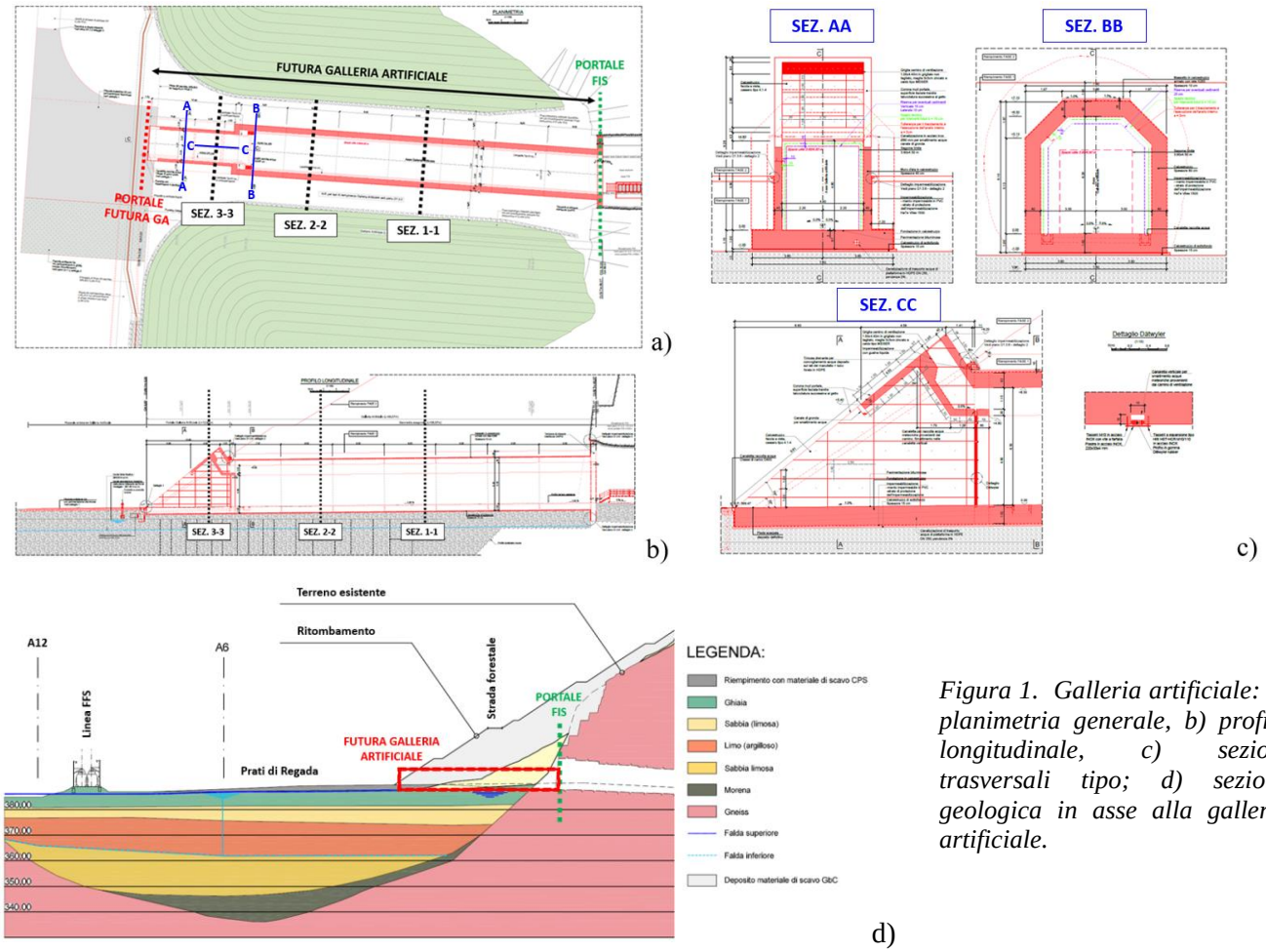


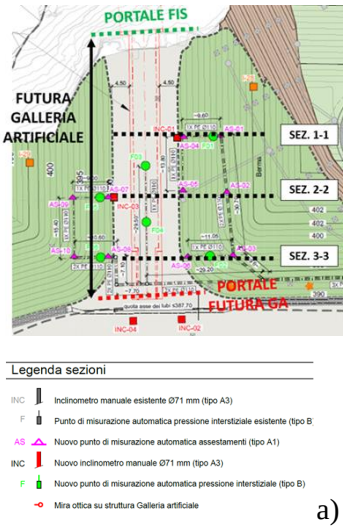
Figura 1. Galleria artificiale: a) planimetria generale, b) profilo longitudinale, c) sezioni trasversali tipo; d) sezione geologica in asse alla galleria artificiale.

La Galleria artificiale sorgerà in prossimità del piede del deposito nella zona dei Prati di Regada. Procedendo dall'alto verso il basso si possono distinguere le seguenti formazioni geologiche principali: i) "suolo organico" ca. 0.5÷1.0 m; ii) "riempimento": strato di materiale di ripiena o rimaneggiato, fino a 4 m; iii) "ghiaia": strato di sabbia ghiaiosa con molti ciottoli e poco limo sede del principale acquifero, con spessore ca. 5÷6 m; iv) "sabbia limosa" e "depositi fluvio-lacustri", con spessore ca. 6÷7 m; v) "limo argilloso": strato di limo argilloso con sabbia fine inconsistente, depositi lacustri, con spessore tra i 9 e i 17 m; vi) "Sabbia limosa profonda": strato di sabbia fine limosa compatta, depositi glacio-lacustri, con spessore variabile tra 0 e 15 m; vii) "morena": strato di sabbia ghiaiosa con limo, depositi morenici, con spessore 1-2 m; viii) "Gneiss" poco alterato e poco fratturato. In prossimità dell'attacco con la FIS, per una lunghezza di circa 14.0 m, è presente un affioramento roccioso. (Fig.1d)

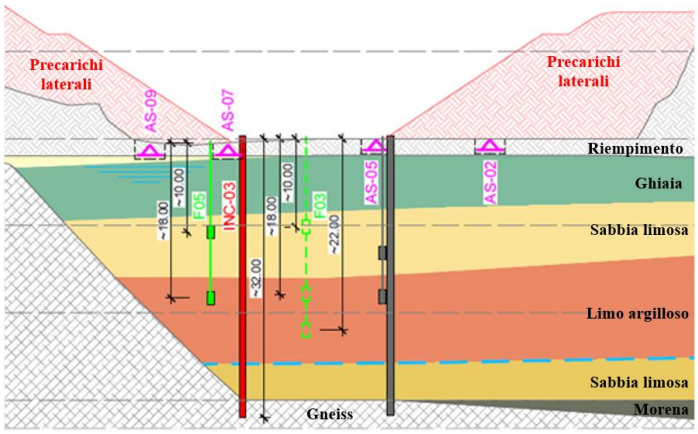
3. SOLUZIONI PER LA RIDUZIONE DEI CEDIMENTI E SISTEMA DI MONITORAGGIO

Nel periodo Settembre 2020-Luglio 2021 sono stati realizzati dei precarichi laterali nei settori Sud e Nord della zona in corrispondenza della quale sarà realizzata la GA con l'obiettivo di far scontare, prima della realizzazione della GA stessa, la maggior aliquota possibile di cedimenti. I cedimenti verticali conseguenti l'applicazione dei precarichi laterali sono misurati automaticamente mediante un sistema di monitoraggio in continuo tramite assestimetri (AS). Posti alla quota di ca. 390 m slm, essi si trovano in corrispondenza di tre sezioni trasversali alla futura GA, a differenti distanze dal portale della stessa (Fig.2a), rispettivamente Sez. 1-1 (distanza +40.58m), Sez. 2-2 (distanza +25.71m) e Sez. 3-3 (distanza +10.86m). I cedimenti sono valutati con riferimento a un punto fisso e ad essi si affiancano inclinometri (INC) e piezometri (F) posti in foro a differenti profondità (Fig.2b). La lettura in continuo delle sovrappressioni e dei cedimenti verticali nei punti di interesse avviene mediante apposita piattaforma web.

© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177



a)



b)

Figura 2. a) Planimetria area oggetto di monitoraggio; b) sezione trasversale 2-2 e strumentazione (precarichi laterali in rosso).

4. ANALISI NUMERICHE E CONFRONTO CON I DATI MONITORATI

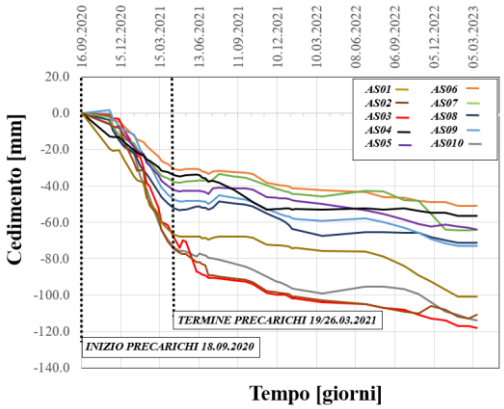
Le analisi numeriche bidimensionali delle sezioni trasversali significative sono state effettuate mediante il codice di calcolo agli elementi finiti Plaxis 2D CE (Vers. 21.01.00.479) in condizioni drenate (lungo termine), di deformazioni piane, applicando cerniere sul bordo inferiore e carrelli sui bordi laterali. Modelli di dimensioni tali da evitare effetti di bordo sono stati realizzati con mesh di 10'000 elementi triangolari opportunamente infittita. È stata adottata la legge costitutiva Hardening-Soil per i terreni, mentre l'applicazione dei precarichi laterali è simulata applicando progressivamente opportuni sovraccarichi in altrettanti step. Un'analisi di tipo "gravity loading" è eseguita per la fase iniziale e calcolo plastico per le fasi successive di applicazione dei precarichi laterali. I parametri geotecnici adottati sono riportati in Tabella 1.

Tabella 1. Proprietà geotecniche.

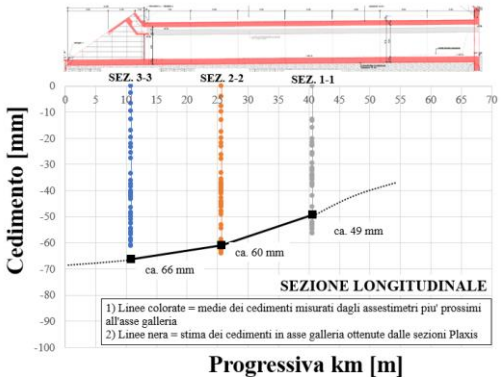
Proprietà	Riempimento	Ghiaia	Sabbia limosa	Limo argilloso	Sabbia limosa	Morena	Gneiss
Coesione, c'[kPa]	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	5.0	1000
Angolo d'attrito, Ø [°]	37	38	33	20	35	38	40
Peso unità di volume, γ [kN/m^3]	22	20	19	19	20	20	27
Coefficiente di spinta, k_0 [-]*	0.39	0.38	0.45	0.65	0.42	0.38	0.7
Modulo elastico, E [MPa]	100.0	75.0	35.0	5.0	35.0	78.0	5000
Coefficiente Poisson, v [-]	0.20	0.27	0.32	0.33	0.30	0.27	0.20
Conducibilità, k [m/giorno]	$0.1{\cdot}10^{-3}$	$1{\cdot}10^{-3}$	$0.01{\cdot}10^{-3}$	10^{-8}-10^{-9}	$1{\cdot}10^{-6}$	$1{\cdot}10^{-6}$	-

*Gneiss: k_0 valutato mediante prove in situ. Terreni: k_0 valutato mediante la correlazione 1-sen(φ) nell'ipotesi di normal consolidazione.

La misura dell'andamento dei cedimenti nel tempo, dall'applicazione dei precarichi ad oggi, evidenzia un'importante aliquota cedimento sviluppata entro il periodo di esecuzione dei precarichi (dal 19.09.20 al 19/26.03.2021) ed una generale tendenza alla stabilizzazione (Fig.3a). Con riferimento alle sezioni trasversali 1-1, 2-2, 3-3 lungo l'asse longitudinale della GA (Fig.3b: linea blu/arancione/grigia), il valor medio dei cedimenti monitorati dagli assestimetri piu' prossimi all'asse della futura galleria è circa 60 mm.



a)



b)

Figura 3. a) Andamento dei cedimenti nel tempo tramite misurazione assestimetri AS01-AS10; b) Sezione longitudinale in asse alla GA: cedimenti monitorati (media dei valori misurati dagli assestimetri prossimi all'asse galleria) al 13.03.2023.

© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

Una stima preliminare dei cedimenti longitudinali in asse al manufatto è stata effettuata tramite le tre sezioni Plaxis corrispondenti alle sezioni di monitoraggio (linea nera): il cedimento longitudinale stimato e monitorato presenta valori assolutamente comparabili. In direzione trasversale, un confronto tra i cedimenti misurati alle sezioni 1-1, 2-2, 3-3 e le stime fornite dai modelli numerici è proposta in Fig.4a-b-c. In termini generali i cedimenti stimati mediante analisi FEM trovano buona corrispondenza con quelli misurati per le sezioni 2-2 e 3-3. Viceversa, le misure strumentali fornite dagli assestimetri AS04 e AS01 danno valori inferiori rispetto alle previsioni Plaxis. Questa differenza è motivata dal fatto che l'analisi numerica è condotta in condizioni 2D, pertanto gli effetti 3D non vengono intrinsecamente colti. La sezione trasversale 1-1 è infatti quella maggiormente prossima al portale FIS e al substrato di roccia affiorante che, a motivo della propria rigidezza e dell'inclinazione molto accentuata, influenza i cedimenti in corrispondenza delle sezioni limitrofe. Tale effetto, puramente tridimensionale, non è colto nella modellazione della sezione 1-1 nella quale l'adiacenza di orizzonti più rigidi non può essere colta. Viceversa, le sezioni trasversali 2-2 e 3-3 presentano una geologia più omogenea in direzione longitudinale, pertanto gli effetti tridimensionali rivestono un'importanza inferiore e dunque le stime risultano meglio confrontabili con il riscontro del monitoraggio. Si riscontra infine che i cedimenti lato Sud sono sistematicamente maggiori di quelli lato Nord a motivo dell'immersione della roccia in direzione trasversale.

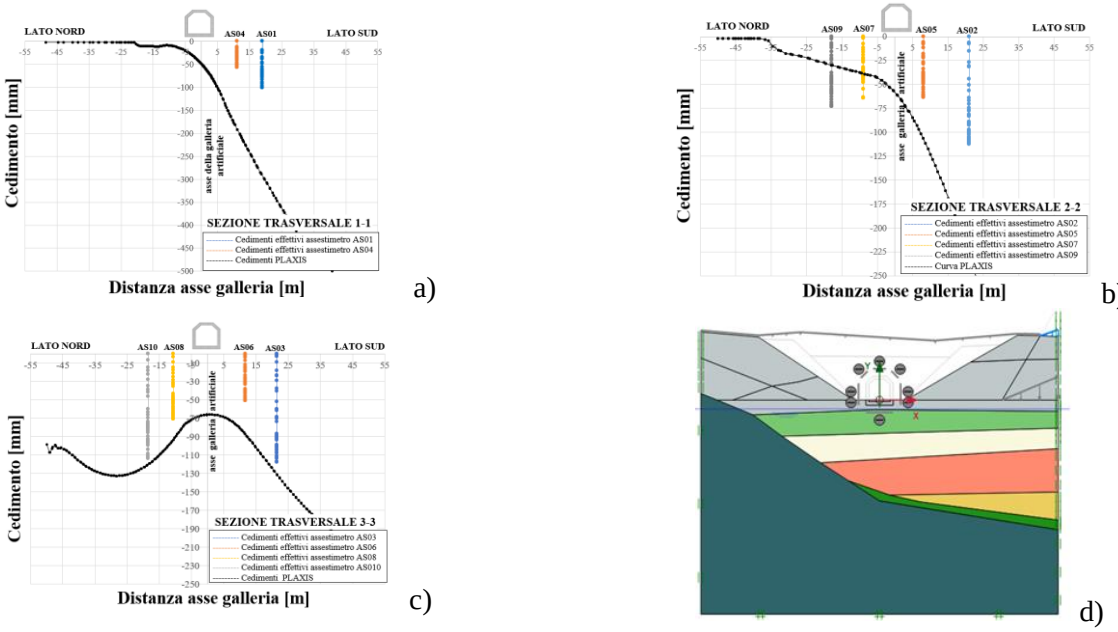


Figura 4. Confronto cedimenti teorici Plaxis alla quota di max altezza del precarico (linea nera) con i cedimenti monitorati: a) sezione trasversale 1-1; b) sezione trasversale 2-2; c) sezione trasversale 3-3; d) modello Plaxis: sezione 2-2.

5. CONCLUSIONI

La presente nota illustra le misure intraprese per minimizzare i cedimenti indotti dalla costruzione di una galleria artificiale su terreni coesivi saturi, e successivamente ritombata. Una serie di precarichi laterali sono stati realizzati ed i contestuali cedimenti misurati e confrontati con quelli ottenuti da analisi numeriche FEM riscontrando tra essi una buona corrispondenza. Il confronto ha evidenziato l'importanza dell'analisi numerica come strumento predittivo. Un'ulteriore calibrazione dei modelli numerici è in corso. Essa è basata sui riscontri della presente campagna di misurazioni e consentirà una realistica valutazione dell'effetto di ulteriori precarichi in corso di esecuzione prima del completamento del manufatto previsto entro la fine del 2023.

6. BIBLIOGRAFIA

Larsson R.L. (1998). Calculation of Settlements of Shallow Foundations on Sand and Silt Based on In Situ Test Results. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*. 1614(1): 15-23.

Lancellotta R., Costanzo D., Foti S. (2008). *Progettazione Geotecnica*. Hopeli.

Merlini D, Stocker D, Falanesca M, Schuerch R. (2017). The Ceneri Base Tunnel: Construction Experience with the Southern Portion of the Flat Railway Line Crossing the Swiss Alps. *Engineering*. 4: 235-248.

XII Incontro Annuale dei Giovani Ingegneri Geotecnici. IAGIG 2023. Padova, 31 Maggio - 1 Giugno 2023
© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

SESSIONE 4

Stabilità dei Pendii

© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

XII Incontro Annuale dei Giovani Ingegneri Geotecnici. IAGIG 2023. Padova, 31 Maggio - 1 Giugno 2023
© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

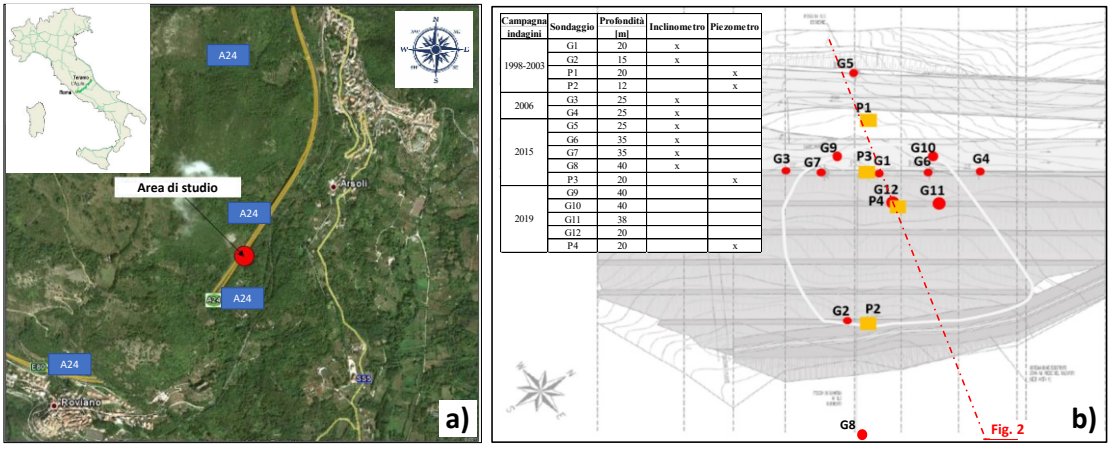
STUDIO DEI CINEMATISMI POST ROTTURA METEO-INDOTTI IN UN RILEVATO AUTOSTRADALE REALIZZATO SU UN VERSANTE MARNOSO

Denise Manna (denise.manna@unicampania.it)
Dipartimento di Ingegneria, Università della Campania "Luigi Vanvitelli"

ABSTRACT. Un tratto di rilevato dell'A24, realizzato lungo una porzione della dorsale appenninica laziale posta tra i comuni di Roviano (RM) ed Arsoli (RM), è stato interessato a partire dal 1988 da continui fenomeni di avvallamento. I dati inclinometrici a disposizione hanno evidenziato che tali lesioni sono la conseguenza di un movimento franoso di tipo lento che ha interessato non solo il rilevato ma anche il versante su cui esso poggia.
Dato che il monitoraggio ha rivelato che le velocità di spostamento variano stagionalmente, è stato creato un modello numerico semplificato che tiene conto dei bilanci idroclimatici, al fine di ricostruire la cinematica meteo-indotta del fenomeno.

1. INTRODUZIONE

Questa nota si propone di fornire uno studio sui fenomeni di dissesto che hanno colpito un rilevato dell'Autostrada A24 Roma - L'Aquila - Teramo (Fig. 1a), realizzato alla fine degli anni '70 lungo una porzione della dorsale appenninica laziale tra i comuni di Roviano (RM) ed Arsoli (RM). Verso la fine degli anni '80, una sezione di circa 70 metri della pavimentazione stradale sulla corsia di marcia lenta in direzione L'Aquila ha iniziato a cedere, rendendo necessari nel corso degli anni vari interventi mirati a ripristinare la quota di progetto. A partire dal 1998 (Fig. 1b), il monitoraggio degli spostamenti profondi ha rivelato l'esistenza di un meccanismo di rottura che ha coinvolto non solo il rilevato stradale, ma anche il versante naturale adiacente (Fig. 2a).A causa della variazione stagionale del regime piezometrico (Fig. 2b) e degli spostamenti (Fig. 2c,d), è stato creato un modello numerico per ricostruire la cinematica del fenomeno, tenendo conto dei bilanci idroclimatici del versante. Per stimare questi ultimi, è stato utilizzato un sistema di raccolta dati climatici continui su lunghi periodi, curato dall'ISPRA. Grazie a questo sistema, è stato possibile estendere le valutazioni ad intervalli temporali non precedentemente esplorati, a causa di interruzioni delle attività di monitoraggio.



Campagna indagini	Sondaggio	Profondità [m]	Inclinometro	Piezometro
1998-2003	G1	20	x	
	G2	15	x	
	P1	20		x
	P2	12		x
2006	G3	25	x	
	G4	25	x	
2015	G5	25	x	
	G6	35	x	
	G7	35	x	
	G8	40	x	
	P3	20		x
2019	G9	40		
	G10	40		
	G11	38		
	G12	20		
	P4	20		x

Figura 1. Il caso di Roviano: a) area di studio (fonte Google Earth); b) posizione planimetrica dei sondaggi.

© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

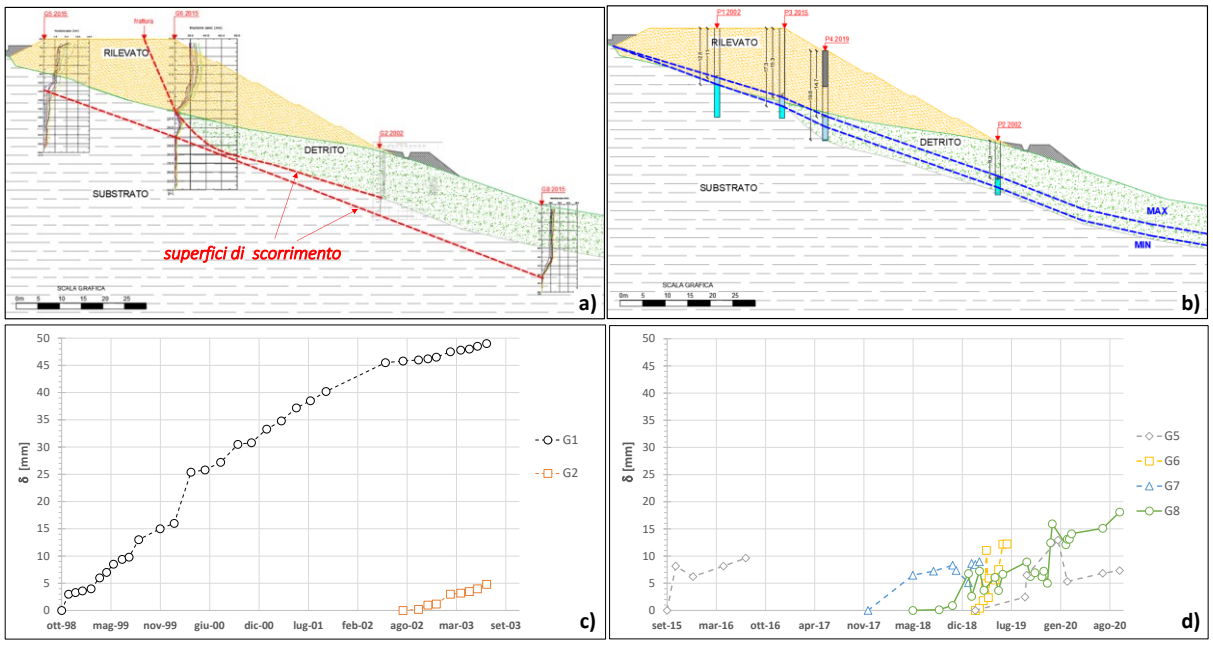


Figura 2. Risultati del monitoraggio: a) superfici di scorrimento individuate dalle misure inclinometriche; b) livelli minimo e massimo della superficie freatica registrati dalle misure piezometriche; c) spostamenti orizzontali registrati dagli inclinometri G1 e G2; d) spostamenti orizzontali registrati dagli inclinometri G5, G6 G7 e G8.

2. AREA DI STUDIO

2.1 Inquadramento geomorfologico e climatico

L'area oggetto di studio si trova tra il km 42+030 e il km 42+340 dell'A24. Il rilevato autostradale ha uno spessore massimo di 16 metri, un angolo medio di inclinazione delle scarpate pari a 28° e un'ampiezza della piattaforma stradale di 30 metri (Fig. 2a). Il rilevato si trova in una zona montuosa dei Monti Sabini, precisamente sul monte S. Elia (Aniballi, 2018), con un'altitudine compresa tra +562 e +537 m s.l.m. Questa porzione del monte ha una pendenza media tra il 15° e il 20° ed è situata tra la quota +966 m e la quota +317 m s.l.m., dove scorre il fiume Aniene in direzione Sud-Est. La formazione di base è costituita da un flysch marnoso-arenaceo fessurato, la cui evoluzione geomorfologica è fortemente governata dalla presenza di elementi di origine tettonica, quali superfici di taglio, faglie trascorrenti e sovrascorrimenti, tipici delle formazioni strutturalmente complesse molto diffuse lungo l'Appennino (Esu, 1977). Nella zona in cui si sono verificati i problemi di dissesto, tale formazione è parzialmente coperta da un deposito detritico spesso circa 8 metri (Fig. 2a,b) costituito da clasti di ghiaia alterata e sabbia limosa molto alterata, ed è stato attribuito ad una conoide alluvionale presente nella cartografia geologica locale (AA.VV., 2006). Per la caratterizzazione climatica dell'area, sono stati raccolti dati rilevati dal sito web SCIA del "Sistema nazionale per la raccolta, elaborazione e diffusione di dati climatici", gestito dall'ISPRA. Il database in questione fornisce dati giornalieri sul clima raccolti da stazioni meteorologiche situate nelle immediate vicinanze dell'area di interesse. La Fig. 3a mostra i valori mensili delle precipitazioni cumulate P_1 e delle temperature medie T_m nel trentennio 1991-2020. I dati sono stati ottenuti interpolando i dati provenienti da tre stazioni meteorologiche vicine all'area di studio: Agosta, Licenza e Arsoli.

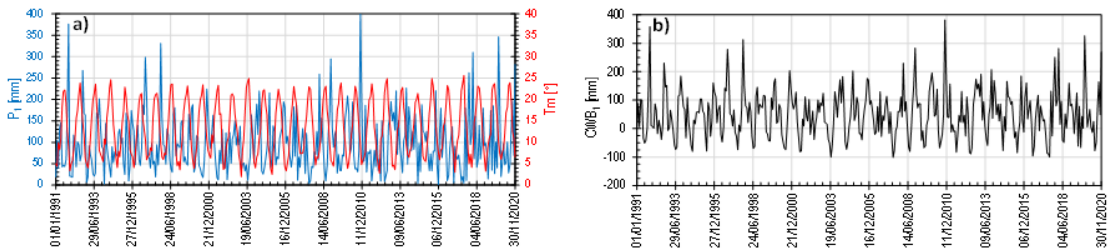


Figura 3. Dati climatici dell'area di studio: a) precipitazioni mensili, P_1, e temperature medie mensili, T_m ; b) valore mensile del Cumulative Water Balance, CWB_1.

© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

Le informazioni raccolte sono state utilizzate per calcolare il bilancio idroclimatico potenziale mensile (Fig. 3b), ricavato sottraendo l'evapotraspirazione potenziale di riferimento ET_1 dalla precipitazione cumulata mensile P_1.

$$CWB_1 = P_1 - ET_1 \quad (1)$$

noto in letteratura come Cumulative Water Balance, CWB_1 (Freeze and Cheery, 1979).
Il valore mensile di ET_1 è stato calcolato secondo la formula proposta da Hamon (1961)

$$ET_1 = 13{,}97 \cdot d \cdot D_2 \cdot W_t \quad (2)$$

in cui d è il numero di giorni in un mese, D è il numero medio di ore di luce nel mese, $W_t = 4{,}95 \cdot \exp[(0{,}062 \cdot T_m)/100]$ è la densità di vapor saturo d'acqua.

2.2 Risultati del monitoraggio

Per comprendere il regime idrologico del sito oggetto di studio, sono state misurate le altezze piezometriche di quattro piezometri idraulici, tre a tubo aperto (P1, P2 e P3 in Fig. 2b) e uno di tipo Casagrande (P4 in Fig. 2b), installati all'interno della formazione di base a diverse distanze dal tetto del substrato. I livelli piezometrici medi risultano piuttosto elevati, ad esempio a monte si osserva una posizione della superficie freatica che coincide almeno in parte con il tetto del substrato (Fig. 2b). Tuttavia, il livello massimo della falda è stato rilevato internamente al rilevato stesso, ad una distanza di 2.0 m sopra il tetto del substrato (piezometro P3) e internamente al detrito, a una distanza di 5.1 m sopra il tetto del substrato (piezometro P4). L'analisi dei dati piezometrici acquisiti con maggiore frequenza dal piezometro P3 mostra un andamento ciclico stagionale dell'altezza piezometrica $h_{w,P3}$ (Fig. 4a), che è in buona correlazione con le fluttuazioni del bilancio idroclimatico potenziale su 5 mesi, stimato attraverso il corrispondente valore cumulato CWB_5. In particolare, la correlazione empirica che ha consentito la migliore sovrapposizione con i valori di $h_{w,P3}$ monitorati è la seguente

$$h_{w,P3}\,[m] = 3.5 + 0.0025 \cdot CWB_5\,[mm] \quad (3)$$

La figura 4b mostra le variazioni dell'altezza piezometrica $h_{w,P3}$ calcolata tramite l'eq. 3 nel periodo 1991-2020. In base a questa stima, $h_{w,P3}$ ha un'oscillazione media di 2,5 metri, con valori minimi di circa 3,0 metri e massimi di circa 5,5 metri. Il monitoraggio degli spostamenti è iniziato nel 1998 con l'installazione dell'inclinometro G1 (Fig. 1b), il quale ha fornito dati fino al 2003 (Fig. 2c). Altre informazioni sono state raccolte da altri inclinometri installati in diverse fasi, ad esempio G2 (Fig. 2c), G5, G6, G7 e G8 (Fig. 2d). Tuttavia, come per le misure piezometriche, non ci sono dati disponibili tra il 2004 e il 2014. Le misurazioni effettuate hanno permesso di individuare la presenza di due superfici di rottura continue una più superficiale ed una più profonda interna alla formazione di base (Fig. 2a). Tutti gli spostamenti risultano caratterizzati da direzioni preferenziali conformi alla massima pendenza del versante. Non ci sono prove dirette di chiusura a valle del rilevato per nessuna delle due superfici, pertanto è probabile che si tratti di fenomeni di frattura locale e non globale. Le velocità di spostamento misurate, in media inferiori a 10 mm/anno, variano su scala mensile (Fig. 2b,c).

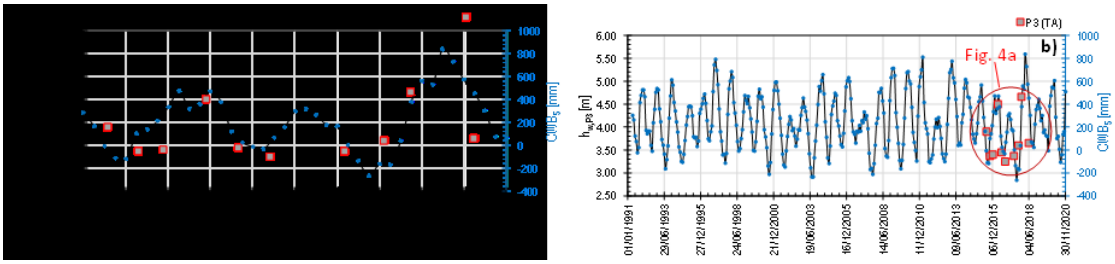


Figura 4. Risultati del monitoraggio: a) confronto tra l'altezza piezometrica misurata dal piezometro P3, $h_{w,P3}$, e le oscillazioni del CWB_5 dal 2015 al 2018; b) oscillazioni dell'altezza piezometrica, $h_{w,P3}$, calcolata con l'equazione 3, e del CWB_5 dal 1991 al 2020

4. ANALISI DEL CINEMATISMO METEO-INDOTTO

Per ricostruire la cinematica post-rottura di un fenomeno in funzione del regime piezometrico meteo-indotto del versante è stato sviluppato un modello numerico semplificato. Il modello è stato realizzato attraverso il codice FEM PLAXIS 2D, considerando la geometria reale del problema, utilizzando una discretizzazione agli elementi finiti riportata in Fig. 5a. Le tre unità litostratigrafiche coinvolte nel fenomeno sono state modellate con un legame costitutivo elastico-lineare perfettamente plastico con criterio di resistenza di Mohr-Coulomb, utilizzando

© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

proprietà dei terreni derivanti da indagini in sito e in laboratorio (Comegna et al., 2021). Le superfici di scorrimento sono state simulate attraverso l'utilizzo di elementi di interfaccia con parametri meccanici differenti in funzione dei terreni attraversati. In particolare, alla superficie di scorrimento planare interna al substrato è stato assegnato un angolo di attrito residuo pari a 20,4°. La variazione temporale del regime piezometrico è stata simulata utilizzando diverse posizioni della linea freatica, che sono state identificate attraverso l'analisi delle oscillazioni mensili di $h_{w,P3}$ dal 1 settembre 1991 al 31 agosto 2020, in base all'eq. 3 (Fig. 4b). L'analisi, eseguita disaccoppiando flusso-deformazione, ha permesso la valutazione degli spostamenti orizzontali cumulati nel periodo di riferimento, che sono stati causati dalle variazioni di resistenza al taglio lungo le interfacce, dovute alle oscillazioni piezometriche. Grazie a questi risultati, è stato possibile riprodurre con buona approssimazione i profili inclinometrici osservati (Fig. 5a) e gli spostamenti orizzontali in superficie durante le diverse campagne di monitoraggio (Fig. 5b). In particolare, si osserva che le velocità medie stimate nei quattro punti esaminati dagli inclinometri variano lungo il versante, con un minimo di 8 mm/anno (inclinometro G8) e un massimo di 15 mm/anno (inclinometro G2).

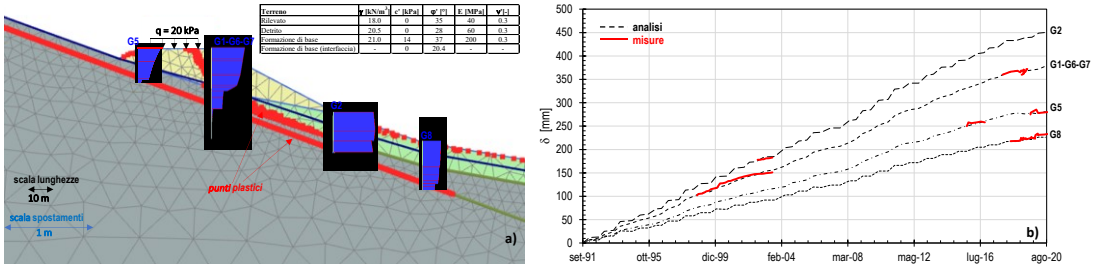


Figura 5. Risultati della modellazione numerica FEM: a) profili inclinometrici; b) confronto tra gli spostamenti orizzontali cumulati, d, calcolati (da settembre 1991 ad agosto 2020) e misurati.

5. CONCLUSIONI

Le analisi numeriche semplificate hanno mostrato che gli spostamenti del rilevato autostradale sono causati da due meccanismi di rottura combinati, come evidenziato anche dal monitoraggio. Il primo meccanismo si verifica internamente al manufatto, lungo una parte del contatto tra il deposito detritico e la formazione di base, ed è influenzato dalle caratteristiche geotecniche delle due unità. Il secondo meccanismo, invece, si verifica a maggiore profondità ed è legato alla mobilizzazione della resistenza residua lungo una superficie sub-planare preesistente all'interno del substrato. La modellazione numerica ha cercato di correlare la cinematica stagionale del fenomeno al regime piezometrico meteo-indotto del versante, calcolato sulla base di bilanci idroclimatici. Questi, che sono stati adeguatamente calibrati in base alle letture dei piezometri, hanno consentito la ricostruzione continua della cinematica del fenomeno per un periodo di 30 anni, permettendo di colmare le lacune di informazione del monitoraggio.

6. BIBLIOGRAFIA

AA.VV. (2006). Carta geologia d'Italia in scala 1:50.000: foglio 367 'Tagliacozzo'. SELCA, Firenze.

Aniballi G. (2018). Frana Roviano - Risultati delle indagini in sito e di laboratorio. Interventi di adeguamento e messa in sicurezza urgente (M.I.S.U.) delle autostrade A24 e A25.

Comegna L., Mandolini A., Calvanese C., Manna D. (2021). "Analisi del meccanismo di rottura in un rilevato autostradale fondato su un versante marnoso". Atti Incontro Annuale dei Ricercatori di Geotecnica, IARG 2021.

Comegna L; Mandolini A; Manna D; Rianna G; Reder A. (2022). "Analisi dei cinematismi post-rottura meteo-indotti in un rilevato autostradale fondato su un versante marnoso". Atti Incontro Annuale dei Ricercatori di Geotecnica, IARG 2022.

Esu F. (1977). "Behaviour of slopes in structurally complex formations". Proc. Int. Symp. on The Geotechnics of Structurally Complex Formations, 2, 292–304.

Freeze R.A., Cherry J.A. (1979). Groundwater, Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, New Jersey.

Hamon W.R. (1961). "Estimating Potential Evapotranspiration". Journal of Hydraulics Division, Proc. of the American Society of Civil Engineers, 87, 107-120.

XII Incontro Annuale dei Giovani Ingegneri Geotecnici. IAGIG 2023. Padova, 31 Maggio - 1 Giugno 2023
© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

SIMULAZIONI MPM DELL'IMPATTO DI COLATE RAPIDE SU UN'OPERA IN TERRA RINFORZATA

Maria Mandalari (maria.mandalari@unirc.it), Marilene Pisano (marilene.pisano@unirc.it), Giuseppe Cardile (giuseppe.cardile@unirc.it),
DICEAM, Università degli Studi Mediterranea di Reggio Calabria

Francesca Ceccato (francesca.ceccato.1@unipd.it)
DICEA, Università di Padova

ABSTRACT. La valutazione del rischio da frane a cinematica rapida è un processo complesso che richiede la valutazione della pericolosità e l'analisi del danno potenziale sulla popolazione e sulle strutture e infrastrutture presenti nella zona interessata. Quest'ultimo aspetto è necessario per adottare le misure di mitigazione più idonee. Per poter progettare correttamente una barriera, risulta fondamentale il calcolo delle forze di impatto esercitate da un flusso su ostacolo rigido o flessibile. Le formulazioni esistenti si basano su parametri e ipotesi semplificative che restituiscono una forza di impatto sottostimata o sovrastimata rispetto al valore effettivo. Lo scopo di questa memoria è fornire un contributo riguardo le potenzialità dell'utilizzo dell'approccio numerico MPM al caso dell'impatto di un debris flow su opere di protezione. È stato modellato un flusso equivalente, con legge reologica di Bingham, posizionato con assegnata velocità iniziale di fronte ad una barriera rigida. I risultati sono riportati in termini di storia temporale della forza di impatto sul paramento e spostamenti della barriera alla base.

1. INTRODUZIONE

I debris flow sono flussi molto/estremamente rapidi di detriti saturi che scorrono in un canale ripido trascinando parecchio materiale e acqua dal percorso che attraversano (Hungr et al., 2014). Si classificano pertanto come frane a cinematica rapida, ovvero fenomeni di prima rottura, caratterizzati da alte velocità durante la fase di propagazione e dalla quasi assenza di segnali premonitori. Queste caratteristiche, unite alle forti deformazioni della massa in frana e all'elevata capacità distruttiva degli elevati volumi mobilitati, rendono i debris flow dei fenomeni con elevato potere distruttivo. Di conseguenza, risultano fondamentali sia una corretta valutazione del rischio legato alla nascita di questi fenomeni di dissesto, sia una appropriata progettazione di interventi di mitigazione che risultino adeguati.

Per quanto concerne quest'ultimo punto, una possibilità è quella di utilizzare barriere per deviare, fermare o rallentare il flusso. Nella progettazione di tali opere, gioca un ruolo fondamentale la valutazione delle forze di impatto. Tuttavia, formulare espressioni empiriche che prendano in considerazione tutti i fattori che caratterizzano i debris flow è piuttosto complicato, data la presenza di pochi dati registrati da eventi reali e il fatto che i modelli attualmente disponibili non sono universalmente applicabili. Il flusso che caratterizza un debris flow è eterogeneo e i valori della sua densità, velocità e altezza evolvono nel tempo e nello spazio; ciò implica che essi dovrebbero essere considerati come variabili di campo (Kwan, 2012; Vagnon, 2020), ma tale assunzione è ovviamente piuttosto complessa.

Per superare i limiti delle formulazioni empiriche, negli ultimi anni si è fatto ricorso a diverse tecniche numeriche, quali: metodi agli elementi discreti (DEM), metodi euleriani, metodi arbitrari Lagrangiano-Euleriano (ALE), e metodi lagrangiani basati su particelle. In questo studio è stato utilizzato il Material Point Method (MPM), impiegato anche in precedenti studi (Ceccato, 2016; Ceccato et al., 2018; Ceccato & Simonini, 2016; Di Perna et al., 2022) riguardanti l'impatto di flussi, che erano stati modellati considerando il criterio di Mohr-Coulomb, su barriere rigide.

Il Material Point Method applica un approccio al continuo ed è stato specificatamente sviluppato per simulare problemi a grandi spostamenti. In questo metodo il continuo è rappresentato da punti lagrangiani, chiamati punti materiali (MPs), mentre il dominio in cui si prevede che il corpo si muova è discretizzato da una mesh agli elementi finiti. Le deformazioni del continuo sono modellate seguendo i MP che si muovono attraverso una mesh fissa euleriana. Quindi il metodo utilizza una descrizione ibrida euleriana-lagrangiana.

In questo studio è stato modellato l'impatto di un debris flow su una barriera rigida libera di scorrere alla base con legge attritiva. Il debris flow è modellato come un fluido equivalente con legge reologica di tipo Bingham e viene posto immediatamente davanti la barriera con una velocità iniziale prefissata; quindi, non si considera l'intera fase di propagazione. Sono state calcolate le forze d'impatto sull'opera e valutato il suo

© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

spostamento orizzontale. Le simulazioni sono state condotte con una versione appositamente modificata del codice open source Anura3D v.2022 (www.anura3d.com).

2. DEFINIZIONE DEL MODELLO NUMERICO

È stato considerato un modello bidimensionale (*Figura 1*). La massa rappresentativa del flusso in frana è posizionata di fronte alla barriera con una velocità iniziale pari a 8.8 m/s, altezza 1 m e lunghezza 25 m. La barriera è alta 6 m con paramento inclinato rispetto all'orizzontale di β=70°; si assume che essa possa scorrere alla base. Il contatto tra barriera e flusso è di tipo liscio, mentre all'interfaccia barriera-fondazione è stato considerato un coefficiente di attrito pari a 0.45. Il flusso è modellato come fluido equivalente utilizzando il modello reologico di Bingham (Tabella 1); per la sua discretizzazione sono stati utilizzati 12 MPs per ogni elemento triangolare che lo compone. La barriera, invece, rappresenta un'opera in terra rinforzata caratterizzata da strati di terreno alternati a geosintetici con funzione di rinforzo. Essa è modellata come corpo rigido, ipotizzando un materiale secco con un peso dell'unità di volume pari a 20 kN/m^3, pertanto si trascurano le deformazioni della stessa dovute all'impatto del flusso.

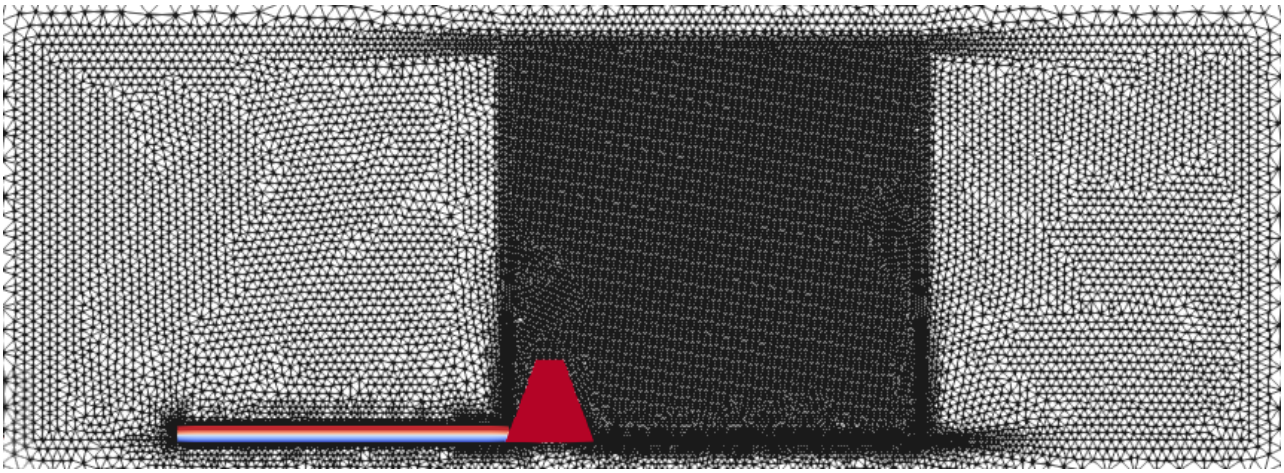


Figura 1. Mesh e geometria del modello.

Tabella 1. Parametri del modello costitutivo.

PARAMETRI	SIMBOLI	VALORI
Densità del flusso [kg/m^3]	ρ_l	1875
Porosità [-]	n	0.45
Bulk modulus [kPa]	E_b	4166
Modulo di Young [kPa]	E	2500
Modulo di Poisson [-]	ν	0.40
Viscosità del liquido [kPa/s]	μ_l	0.00088
Yield stress [kPa]	τ_0	0.36

2.1 Risultati

Quando il debris flow incontra la barriera, risale sul paramento trasmettendo una pressione sullo stesso che varia nel tempo. L'onda si increspa e ricade su sé stessa generando nuove sovrappressioni, mentre parte del flusso sorpassa la barriera (*Figura 2b-2c-2d-2e*). All'impatto, il flusso esercita una forza contro la barriera che è possibile scomporre in una componente in direzione orizzontale (Fx) ed una in direzione verticale (Fy) (*Figura 3a*). Entrambe tali componenti presentano un primo valore di picco indicativo del primo impatto (*Figura 2a*), poi

© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

la forza diminuisce e ha andamento quasi costante fino al raggiungimento di un secondo picco, maggiore del precedente, causato dall'onda che nasce in seguito alla caduta del getto verticale del flusso, generatosi dopo il primo impatto, su sé stesso (*Figura 2d e 3a*).

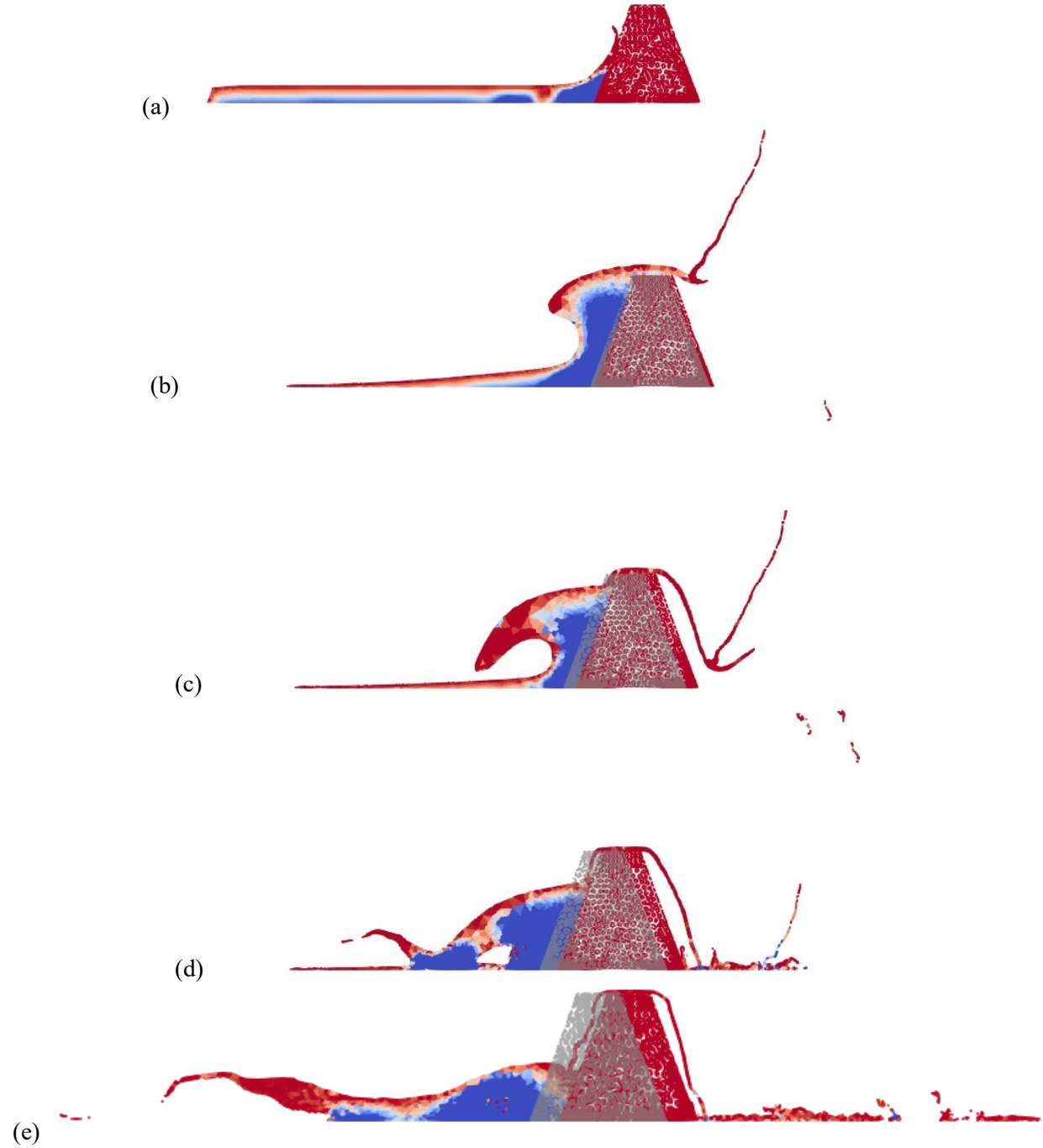


Figura 2. Fasi di impatto del flusso (a) t=0.2s (primo picco) ; (b) t=2.0s (tratto intermedio); (c) t=2.6s (istante precedente al secondo picco); (d) t=3.0s (secondo picco) (e) t=3.8s (tratto finale)

Altri aspetti utili nella progettazione di un'opera di mitigazione riguardano la valutazione dello spostamento della barriera alla base e il suo eventuale confronto con un valore ammissibile (qualora si decida di considerare ammissibile un certo valore di spostamento che consentirebbe di dissipare la forza di impatto, riuscendo al contempo a risparmiare in termini di oneri costruttivi), e la quantificazione dell'eventuale massa che tracima la barriera; questo è importante soprattutto nel caso di opere inserite in prossimità di contesti urbani o infrastrutture.

La barriera inizia a muoversi (*Figura 2b)* quando la forza di impatto supera la forza d'attrito alla base, quindi la velocità aumenta all'aumentare della forza d'impatto per poi diminuire leggermente intorno a 2,4s

© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

(*Figura 3b)*. A circa 3s, quando la forza d'impatto aumenta nuovamente, si ha un nuovo incremento della velocità e infine essa diminuisce con la forza fino ad annullarsi (tratto in cui lo spostamento cumulato rimane costante). Lo spostamento massimo dell'opera è di 1,4m. In Figura 2 sono rappresentati in grigio i MPs della barriera all'istante iniziale. È stato effettuato un confronto con le forze di impatto ricavate nel caso di barriera fissa, che risultano essere caratterizzate da un picco e un andamento della forza coincidente nella fase iniziale, mentre, successivamente, sia il secondo picco che l'andamento della forza differiscono leggermente tra i due casi (*Figura 3a)*. La capacità dell'opera di traslare riduce quindi leggermente le forze d'impatto nei primi 3s.

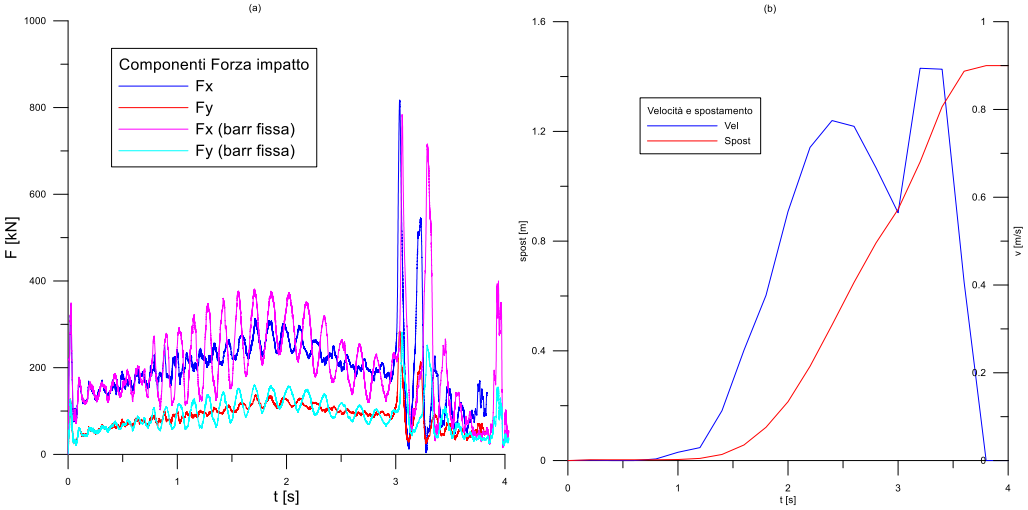


Figura 3. (a) Componente orizzontale e verticale della forza di impatto; (b) Velocità e spostamento dei punti materiali della barriera

3. CONCLUSIONE

Il presente lavoro riporta i risultati di alcune analisi preliminari che mostrano le potenzialità del metodo MPM nel simulare l'impatto di debris flow con comportamento viscoso su opere in terra rinforzata. Queste analisi possono essere utili per le verifiche di stabilità di queste strutture per le quali la letteratura scientifica è ancora carente in tema di progettazione sotto carico di impatto da colata rapida. I futuri sviluppi della ricerca analizzeranno la stabilità interna di queste barriere, la variazione della forza di impatto al variare delle caratteristiche geometriche della barriera e del flusso. Inoltre, ci si pone l'obiettivo di valutare delle soluzioni ottimali ed innovative in termini di progettazione delle opere in terra rinforzata.

4. BIBLIOGRAFIA

Ceccato F. (2016). Study of flow landslide impact forces on protection structures with the Material Point Method. *Landslides and Engineered Slopes. Experience, Theory and Practice. Proceedings of the 12th International Symposium on Landslides*, Napoli, Italy: 615–620.

Ceccato F., Redaelli I., di Prisco C., Simonini P. (2018). Impact forces of granular flows on rigid structures: Comparison between discontinuous (DEM) and continuous (MPM) numerical approaches. *Computers and Geotechnics*, 103: 201–217.

Ceccato F., Simonini P. (2016). Granular Flow Impact Forces on Protection Structures: MPM Numerical Simulations with Different Constitutive Models. *Procedia Engineering*, 158:164–169.

Di Perna A., Cuomo S., Martinelli M. (2022). MPM-modelling of Reinforced-Concrete walls as protection structures against flow-like landslides. *Proceedings of the International Conference on Natural Hazards and Infrastructure*. (ICONHIC2022), Athens, Greece.

Hungr O., Leroueil S., Picarelli L. (2014). The Varnes classification of landslide types, an update. *Landslides*, 11(2): 167–194.

Kwan J. S. H. (2012). Supplementary Technical Guidance on Design of Rigid Debris-resisting Barriers. Geotechnical Engineering Office, HKSAR, GEO Report, 270.

Vagnon F. (2020). Design of active debris flow mitigation measures: A comprehensive analysis of existing impact models. Landslides, 17(2):313–333.

XII Incontro Annuale dei Giovani Ingegneri Geotecnici. IAGIG 2023. Padova, 31 Maggio - 1 Giugno 2023
© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

DATABASE DI SUPPORTO ALLA VALUTAZIONE DELLE CONDIZIONI DI SICUREZZA DI PONTI E VIADOTTI IN RELAZIONE AL RISCHIO FRANA

Fabiola Gibin (fabiola.gibin@studenti.unipd.it)
Dipartimento ICEA – Università degli Studi di Padova

Lorenzo Brezzi (lorenzo.brezzi@unipd.it)
Dipartimento ICEA – Università degli Studi di Padova

Fabio Gabrieli (fabio.gabrieli@unipd.it)
Dipartimento ICEA – Università degli Studi di Padova

ABSTRACT. Il grande patrimonio italiano di ponti e viadotti necessita di un efficace sistema di sorveglianza e monitoraggio affinché sia garantito un livello adeguato di sicurezza di tutte le sue opere. Gli aspetti che entrano in gioco nella valutazione del rischio non devono considerare solo le caratteristiche strutturali dell'infrastruttura, ma anche quelle sismiche, idrauliche e geotecniche. Risulta, pertanto, di primaria importanza concentrarsi sugli eventuali segnali di sofferenza dell'opera, così come sulle possibili evidenze di criticità nel territorio circostante. Relativamente alla valutazione del rischio frana, poi, la grande variabilità delle tipologie di dissesto rende complessa la determinazione di quali aspetti sia rilevante considerare in fase di ispezione. Risulta pertanto fondamentale la competenza e l'esperienza del valutatore. In tale ambito, la compilazione di un database che raccolga quanto presente in letteratura permette oltre a valutazioni statistiche preliminari, la definizione di una casistica in grado di aiutare il valutatore nella fase di ispezione e stima della condizione in cui si trova l'opera.

1. INTRODUZIONE

La valutazione delle condizioni di sicurezza di ponti e viadotti esistenti in Italia è un tema molto importante, anche in seguito ai purtroppo numerosi eventi tragici accaduti. Proprio in tale ambito, nel 2020, in seguito al *Decreto Genova* poi divenuto legge, resosi necessario dopo il tragico episodio del ponte Morandi, le istituzioni italiane approvano le *"Linee guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti"* al fine di valutare il rischio associato a ponti e viadotti facenti parte del patrimonio infrastrutturale italiano e prioritizzare gli interventi. Nello stesso anno nasce il Consorzio FABRE, che si prefigge come scopo la promozione e il coordinamento di Università ed Enti di Ricerca Consorziati alle attività scientifiche nei settori dell'Ingegneria Civile e dell'Architettura, con particolare riferimento alla valutazione di ponti, viadotti e altre strutture strategiche. Il Consorzio, pertanto, vuole affiancare gli enti gestori nell'applicazione delle nuove linee guida, allo scopo di sfruttare esperienze e competenze proprie del personale universitario in una prima applicazione su ampia scala della normativa, analizzando un vasto numero di opere distribuite sull'intero territorio italiano.

Le *Linee Guida* propongono un approccio finalizzato alla definizione di una Classe di Attenzione (CdA) globale per ciascuna opera. Tale approccio è definito multi-livello in senso trasversale e longitudinale. La trasversalità risiede nel fatto che la valutazione della CdA deriva da quattro CdA più specifiche, che tengono conto di altrettanti possibili rischi, cioè quello strutturale e fondazionale, sismico, idraulico e rischio frana. Ciascuno di tali aspetti viene definito in funzione della suscettibilità (o pericolosità) del fenomeno, della vulnerabilità dell'opera e del livello di esposizione degli elementi a rischio. L'approccio risulta inoltre multilivello in senso longitudinale in quanto composto da procedure consecutive, dal Livello 0 al Livello 4, in cui ad ogni step diminuisce il livello di incertezza relativo alla conoscenza dell'opera e del territorio nel quale è inserita. Tuttavia, avanzando di Livello, la maggior conoscenza richiede una maggior disponibilità di tempo e di risorse; i Livelli 0, 1 e 2 sono relativamente più rapidi da ottenere e vengono applicati a tutte le opere, ma garantiscono una conoscenza abbastanza superficiale dell'opera. I Livelli 3 e 4 massimizzano la conoscenza, ma, includendo operazioni onerose, vengono applicati solo a quelle opere che mostrino effettiva necessità di approfondimento, valutata ai livelli precedenti. Sebbene quindi la valutazione al Livello 2 sia il risultato di operazioni speditive, essa è l'unica valutazione eseguita su tutte le opere e risulta quindi fondamentale che l'attribuzione della CdA sia eseguita nel modo più affidabile possibile. La classifica di priorità che ne deriva deve essere infatti sufficientemente affidabile da riuscire a riconoscere ed intervenire sulle opere che necessitano maggiore attenzione.

© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

Concentrandosi nella valutazione del rischio da frana, si sottolinea come le operazioni preliminari di censimento (Livello 0) risultino di primaria importanza. L'analisi accurata della documentazione disponibile relativamente all'opera ed al territorio in cui essa è inserita permette infatti l'esecuzione dell'ispezione di Livello 1 in maniera quanto più possibile efficace. Un primo elemento da considerare nella fase di censimento riguarda la lacunosità di informazioni, in particolare in relazione alla caratterizzazione del terreno o alla tipologia fondazionale di pile e spalle. Le stesse risorse cartografiche reperibili in rete, quali cartografie di fragilità o di caratterizzazione geologico-geomorfologica, risultano molto variabili in termini di disponibilità e dettaglio. Ultimato il censimento, la normativa richiede che si eseguano ispezioni visive sul posto in maniera speditiva, allo scopo di confermare o meno quanto osservato al Livello 0. L'obiettivo di questa fase consiste nell'appurare l'eventuale presenza di dissesto franoso interagente con la struttura, definirne le caratteristiche principali oltre a stimare l'entità di tale interazione. La valutazione della pericolosità della frana dipende da tre parametri principali: lo *stato di attività della frana*, la *massima velocità attesa* e la *magnitudo attesa su base volumetrica*. Parametri secondari che concorrono a modificare tale valutazione sono poi l'eventuale presenza di *misure di mitigazione* e l'*affidabilità* con cui la valutazione stessa è stata eseguita. Concorre infine alla determinazione della CdA frane anche l'*estensione dell'interferenza*, che permette di determinare, unitamente alle caratteristiche della struttura, la vulnerabilità dell'opera. Completa, infine, la determinazione del rischio anche la stima dell'esposizione, funzione di *traffico medio giornaliero*, di importanza dell'*ente scavalcato* e di *presenza o meno di alternative stradali*. Sebbene quindi le ispezioni abbiano natura visiva speditiva, i risultati attesi sono tutt'altro che di semplice ottenimento, anche in virtù delle difficoltà spesso riscontrabili in fase di sopralluogo. Spesso, infatti, l'accessibilità delle aree sottostanti il viadotto è tutt'altro che agevole, e la presenza di fitta vegetazione può rendere quasi impossibile il riconoscimento sul terreno di segnali che testimonino la presenza della frana. Va peraltro ricordato che la casistica di frane è molto varia ed eterogenea: dalle frane lente a quelle estremamente rapide, dalle frane attive a quelle potenziali, dalle frane piccole a quelle di grandi dimensioni. Gli effetti e le evidenze da ricercarsi in ispezione sull'opera e sul terreno risultano di natura svariata. Servono pertanto un'adeguata competenza ed una sufficiente esperienza per una buona riuscita delle attività di valutazione della CdA. Allo scopo di aumentare il livello di esperienza ed affrontare, quindi, le ispezioni con maggiore consapevolezza, in collaborazione con alcune Università consorziate del gruppo FABRE, si è deciso di ricercare nella letteratura internazionale altre esperienze di ponti interagenti con fenomeni franosi, così da raccogliere una casistica sui segnali precursori di sofferenza dell'opera o del territorio da ricercarsi in fase di ispezione per confermare o escludere il rischio frana e l'interazione ponte-dissesto.

La ricerca bibliografica è risultata molto impegnativa e ha prodotto un modesto campione di opere con informazioni relativamente poco dettagliate. Ad oggi si sono potuti selezionare solamente una quarantina di articoli; sono stati esclusi tutti i casi che si concentravano unicamente sul ponte o sulla frana, senza fornire informazioni sull'interazione. Le informazioni sono state quindi estratte dai vari articoli in maniera quanto più standardizzata possibile, operazione resa complessa in quanto i lavori sono risultati spesso molto diversi tra loro in forma e contenuti. La creazione di un database comune ha richiesto importanti e non immediate operazioni di sintesi. Si è deciso, quindi, di raccogliere campi sufficientemente descrittivi del fenomeno, ritrovabili nella maggior parte degli articoli. Si sono selezionate, pertanto, le caratteristiche più rilevanti della frana, dell'opera e dell'interazione tra esse.

2. SVILUPPO DEL DATABASE

Per la creazione del database si è utilizzato il software Microsoft Access, il quale permette di ottimizzare le operazioni di compilazione e di visualizzazione grafica dei dati. I dati raccolti sono quindi stati suddivisi in macrocategorie al fine di rendere confrontabili le grandezze campionate; in particolare:

- Categoria 1: dati riguardanti tutte le informazioni attinenti alla localizzazione del ponte (ad esempio, la sua posizione in termini di latitudine e longitudine, l'inclinazione del terreno circostante, …);
- Categoria 2: dati sulla tipologia di frana, sul contesto geologico del territorio, sui parametri meccanici caratteristici del terreno e su posizione e inclinazione della superficie di distacco;
- Categoria 3: dati che comprendono tutte le eventuali tecniche di monitoraggio installate allo scopo di registrare le condizioni pre- e post- frana e di rilevare possibili cambiamenti;
- Categoria 4: dati concernenti tutte le caratteristiche della frana, le sue dimensioni in termini di superficie e volume, le velocità di spostamento e la tipologia di movimento;
- Categoria 5: dati riguardanti le caratteristiche geometriche e strutturali del ponte (lunghezza, altezza, numero delle pile, tipologia di strada che vi passa sopra, tipologia strutturale del ponte, anno di costruzione e storia dell'opera);

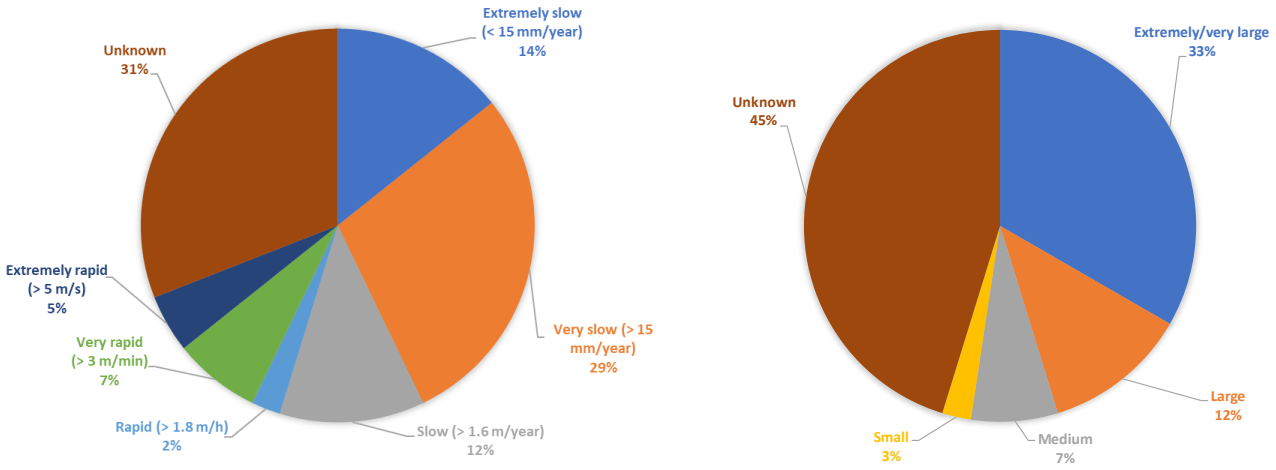
© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

- Categoria 6: dati che interessano l'interazione frana-ponte, i danni riportati e gli eventuali interventi di stabilizzazione del terreno o di manutenzione del ponte effettuati a seguito dell'evento.

Una volta ultimate le operazioni di popolazione del database, si è ritenuto opportuno analizzare i dati raccolti al fine di identificare possibili relazioni o dipendenza tra le informazioni raccolte. Per far ciò, si è deciso di raggruppare i vari elementi in classi, su cui basare le successive valutazioni. Nel database Microsoft Access è stata creata un'apposita maschera contenente diverse schede suddivise in base alle categorie precedentemente individuate; in tali schede, oltre ai campi compilati inizialmente, sono stati aggiunti alcuni "menu a tendina" costituiti dalle varie classi individuate per raggruppare i dati. A titolo di esempio, per razionalizzare i dati relativi alla magnitudo della frana si sono utilizzate le classi definite dalle Linee Guida ossia *Extremely/very large* ($>10^6$) m^3, *Large* ($2{,}5 \cdot 10^5$ - 10^6) m^3, *Medium* (10^4 - $2{,}5 \cdot 10^5$) m^3, *Small* ($5 \cdot 10^2 - 10^4$) m^3, *Very small* ($< 5 \cdot 10^2$) m^3. In alcuni casi le informazioni erano esplicitamente presenti negli articoli (ad esempio, Jostad, H. P. et al., 2021), altre volte si sono dovuti ricavare indirettamente i valori utilizzando informazioni come ad esempio lunghezza, larghezza e profondità della frana (Pastor, J. L. et al., 2019). La razionalizzazione del parametro velocità è stata anch'essa svolta in linea con le Linee Guida, ossia *Extremely rapid (> 5 m/s)*, *Very rapid (> 3 m/min)*, *Rapid (> 1.8 m/h)*, *Moderate (> 13 m/month)*, *Slow (> 1.6 m/year)*, *Very slow (> 15 mm/year)*, *Extremely slow (< 15 mm/year)*. Infine, in tutte le classi si è prevista la presenza di un'opzione *"unknown"* qualora quel parametro non fosse presente o ricavabile dall'articolo stesso.

3. ELABORAZIONE DEI DATI RACCOLTI

Ad oggi si è conclusa la prima fase di inserimento dei dati nel database e sono state effettuate alcune preliminari valutazioni di carattere statistico dei dati raccolti. In figura 1 si riporta, ad esempio, la distribuzione delle velocità (a) e dei volumi coinvolti (b) relativamente ai 40 casi esaminati.



(a) (b)

Figura 1. (a) Distribuzione delle velocità e (b) distribuzione delle magnitudo su base volumetrica delle frane analizzate

Una prima osservazione riguarda proprio la classe degli *"unknown"*: nel 30% dei casi le velocità non erano esplicitate, mentre in quasi metà degli articoli non erano presenti misure relative alla dimensione del volume coinvolto nel dissesto. Questo fattore ovviamente riduce la significatività statistica del campione analizzato e sottolinea la difficoltà di gestione ed interpretazione del database. Focalizzandosi invece sulle informazioni note, il fatto che più del 50% delle frane siano di natura lenta o molto lenta (meno di qualche metro/anno) è un segnale interessante che indica che la definizione di un adeguato sistema di sorveglianza e monitoraggio delle opere possa essere un efficace metodo di gestione del rischio. La definizione di un'adeguata periodicità di ispezioni permette infatti, nel caso di frane lente, di individuare tempestivamente quei segnali di sofferenza del ponte o sul territorio e garantisce un lasso di tempo utile ad attuare misure di prevenzione e riduzione del rischio.

Tuttavia, se è vero che la velocità della frana permette di definire la cadenza con cui svolgere le ispezioni, va anche ricordato che gli aspetti da rilevare in fase di sopralluogo sono fortemente dipendenti dalla tipologia di fenomeno che caratterizza quella determinata area così come dalla tipologia di materiale coinvolto. Terreni coesivi

© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

suggeriranno la presenza di possibili frane lente, mentre materiali più granulari saranno soggetti probabilmente a fenomeni più rapidi e impulsivi. Anche l'analisi di eventi accaduti in aree limitrofe alle zone oggetto di studio aiuta a contestualizzare quanto osservato in fase di ispezione e indirizza gli aspetti da raccogliere e interpretare.

Analizzando invece la stima della dimensione della frana, si evidenzia come generalmente siano frane di volumi elevati a provocare danni ed effetti rilevanti sulle opere. Va però ricordato che il campione statistico risulta esiguo e che l'analisi viene svolta solo su casi pubblicati e quindi di adeguata rilevanza. Inoltre, sarebbe interessante approfondire l'analisi, cercando di correlare la dimensione della frana agli effetti generati considerando anche la tipologia strutturale del ponte e la sua dimensione.

Sebbene le valutazioni riportate siano preliminari, lo sviluppo del database permette di raccogliere comunque esperienze utili. Ad esempio, è stato possibile notare come casi localizzati in zone simili (Canada centrale) erano tutti coinvolti da frane superficiali, composite e complesse, caratterizzate da velocità lente (pochi centimetri all'anno) e dallo scivolamento su una superficie composta da scisto argilloso a varie profondità (anche centinaia di metri), a sottolineare l'importanza della contestualizzazione dell'opera a scale anche più ampie. Inoltre, in molti casi la causa scatenante del dissesto consisteva nelle abbondanti piogge, dettaglio che può risultare anch'esso utile da valutare in fase di analisi preliminare delle caratteristiche del sito. Infine, dall'analisi dei diversi lavori si è potuta ricavare una casistica dei segnali di sofferenza che le strutture o il territorio mostravano precedentemente al collasso. La letteratura riporta evidenze di traslazioni di impalcati rispetto alle pile, deformazioni agli appoggi, crepe e fessure su pile e spalle, così come presenza di fratture, crolli localizzati, cedimenti o rigonfiamenti del terreno. Queste alcune delle evidenze che, se rilevate in ispezione, non possono non essere tenute in debita considerazione per la valutazione del rischio frana.

4. CONCLUSIONI

Le Linee Guida per la gestione e classificazione del rischio di ponti e viadotti esistenti non sono sempre di facile ed immediata applicazione. Risulta pertanto fondamentale maturare adeguata esperienza. Per tal motivo si è scelto di raccogliere in un database tutti i principali casi documentati, anche internazionali, che riguardano l'interazione tra ponte e dissesto, categorizzarne le caratteristiche più rilevanti così da eseguire alcune valutazioni statistiche preliminari. Il database potrà essere continuamente aggiornato aggiungendo informazioni ed ulteriori casi studio, andando così a costruire un campione statisticamente più significativo da cui ottenere correlazioni multifattoriali.

Al momento attuale il database è popolato da una quarantina di casi, che non sempre risultano completi di tutte le informazioni. Pertanto, è stato possibile effettuare solamente analisi statistiche preliminari e raccogliere qualche suggerimento utile alle attività di valutazione del rischio previste dalla normativa. L'esperienza maturata nella creazione del database sottolinea, ad esempio, l'importanza di un controllo mirato agli appoggi, alla presenza di eventuali fessure sulle spalle o alla presenza di segnali quali fratture di trazione, crolli o rigonfiamenti sul terreno. La tipologia di fenomeno atteso, la contestualizzazione a scala più grande del solo ponte, la conoscenza del territorio e delle condizioni ambientali risultano di fondamentale importanza per aiutare l'ispettore nella valutazione del rischio legato alla presenza di dissesti. Una conclusione generale di quanto presentato permette di notare che nel caso di frane lente sia fondamentale osservare con attenzione il ponte e la possibile sofferenza dello stesso, in quanto opera e terreno dovrebbero mostrare segnali precursori prima del collasso parziale o totale della struttura; nel caso, invece, di frane rapide che possono potenzialmente interessare l'opera, sarà necessario approfondire l'analisi dei segnali sul territorio circostante, come erosioni, masse di materiale movimentato, segnali di avvenuto impatto con le pile e soprattutto l'eventuale presenza di masse distaccabili che potrebbero impattare con il ponte.

5. BIBLIOGRAFIA

D.M. n. 204 01/07/2022, "Linee guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti". (GU Serie Generale n. 196 del 23-08-2022).

Jostad H. P., Sivasithamparam N., Lacasse S., Degago S.A., Le T.M.H., Giese S., ... Aabøe R. (2021, April). 3D stability analyses of Skjeggestad landslide. In *IOP Conference Series: Earth and Environmental Science* (Vol. 710, No. 1, p. 012005). IOP Publishing.

Pastor J. L., Tomás R., Lettieri L., Riquelme A., Cano M., Infante D., ... Di Martire D. (2019). Multi-Source data integration to investigate a deep-seated landslide affecting a bridge. *Remote Sensing*, 11(16), 1878.

XII Incontro Annuale dei Giovani Ingegneri Geotecnici. IAGIG 2023. Padova, 31 Maggio - 1 Giugno 2023
© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

ANALISI NUMERICA MPM DI IMPATTI DI BLOCCHI IN ROCCIA SU STRATI GRANULARI AMMORTIZZANTI

Matteo Zerbi (matteo.zerbi@polimi.it)
Politecnico di Milano

Pietro Marveggio (pietro.marveggio@polimi.it)
Politecnico di Milano

Claudio di Prisco (claudio.diprisco@polimi.it)
Politecnico di Milano

ABSTRACT. In passato, l'uso di metodi numerici basati sulla meccanica del continuo per lo studio dell'impatto di blocchi di roccia su strati granulari è stato alquanto limitato per l'assenza sia di codici di calcolo capaci di risolvere problemi in grandi spostamenti che di modelli costitutivi idonei a descrivere il comportamento del materiale granulare soggetto a velocità di deformazione elevate. In questa memoria, l'impatto di un blocco sferico su di uno strato orizzontale è simulato usando un codice di calcolo basato sul Metodo del Punto Materiale in cui è stato recentemente implementato un modello costitutivo multi-regime, cioè un modello in grado di riprodurre il comportamento di un mezzo granulare sia in condizioni quasi-statiche che dinamiche. L'affidabilità dei risultati numerici è valutata confrontando gli stessi con dati sperimentali in vera grandezza.

1. INTRODUZIONE

La comprensione dei processi meccanici che governano l'impatto dinamico di blocchi in roccia su strati granulari ammortizzanti è fondamentale per valutare in modo affidabile il rischio associato al fenomeno della caduta massi e per progettare in modo sostenibile sistemi di protezione.

Negli ultimi anni, il Metodo degli Elementi Discreti (DEM), basato sulla meccanica del discontinuo, è stato largamente impiegato nello studio di questo fenomeno (di Prisco et al., 2022; Shen et al., 2021, Zhang et al., 2017). L'uso di metodi numerici basati sulla meccanica del continuo è invece rimasto alquanto limitato (Peila et al., 2007) per l'assenza sia di codici di calcolo capaci di risolvere problemi in grandi spostamenti che di modelli costitutivi idonei a descrivere il comportamento del materiale granulare soggetto a velocità di deformazione elevate.

Recentemente, di Prisco et al., 2023 hanno implementato un modello costitutivo multi-regime in grado di simulare la transizione di fase solido-fluido nel codice di calcolo basato sul Metodo del Punto Materiale (MPM) ANURA3D, basato sulla meccanica del continuo, in grado di risolvere problemi in grandi spostamenti. Questo strumento è stato impiegato con successo nella descrizione dei fenomeni di fluidificazione/solidificazione che avvengono quando una colata di detriti secca impatta contro un muro rigido (di Prisco et al., 2023).

In questo lavoro, i risultati numerici sono confrontati con quelli sperimentali ottenuti da Calvetti e di Prisco, 2012, e si riferiscono all'impatto di un blocco sferico su di uno strato orizzontale omogeneo costituito da sabbia densa. La memoria è così articolata: dopo una descrizione del modello numerico impiegato (Paragrafo 2), sono mostrati i risultati numerici (Paragrafo 3) e nel Paragrafo 4 sono riassunte le principali conclusioni evinte dalla discussione dei risultati ottenuti.

2. MODELLO NUMERICO

Le analisi numeriche sono state condotte con il codice ANURA3D, in cui è implementata una formulazione con punto singolo del Metodo del Punto Materiale (Yerro et al., 2014), impiegando il modello assialsimmetrico riportato in Figura 1. La fase di caduta libera non è stata simulata ed il blocco è generato direttamente in contatto con lo strato con velocità iniziale $V_0 = \sqrt{2gH}$, dove g è l'accelerazione di gravità e H l'altezza di caduta. Lo strato di terreno è stato assunto di forma cilindrica con dimensione $b = 3m$, sufficientemente grande da poter trascurare gli effetti della riflessione dell'onda di compressione generata dall'impatto. Gli spostamenti sui bordi sono stati impediti. È stata impiegata una mesh non strutturata e sono stati considerati 6 punti materiali per elemento inizialmente occupato dal terreno e uno per elemento occupato dal blocco. Il blocco impattante è modellato come corpo rigido (Zambrano-Cruatty e Yerro, 2020) mentre per il terreno è stato impiegato il modello costitutivo multi-

© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

regime di Marveggio et al., 2022, modificato come in di Prisco et al., 2023 (parametri in Tabella 1). La tecnica di calibrazione dei parametri è descritta in di Prisco et al., 2023. I parametri riportati in Tabella 1 sono stati ottenuti simulando il comportamento meccanico del materiale descritto in di Prisco et al., 2022. Un contatto attritivo (Bardenhagen et al., 2001) è stato introdotto tra i 2 corpi (coefficiente d'attrito $\mu = 0.45$). Lo strato di terreno è stato ipotizzato di porosità $n_0 = 0.35$ costante lungo la profondità. Tale valore è stato scelto a partire dai dati riportati in di Prisco et al., 2022. Lo stato di sforzo è stato inizializzato imponendo un rapporto tra gli sforzi orizzontali e verticali $k_0 = 0.5$.

Lo strumento numerico è stato impiegato per simulare la prova sperimentale in grande scala a minore energia d'impatto tra quelle realizzate da Calvetti e di Prisco, 2012. In particolare, è stato simulato l'impatto di un blocco sferico di raggio $R = 0.45m$, massa $m = 850kg$ lasciato cadere da un'altezza di $H = 4.9m$ ($V_0 = 9.80m/s$).

Tabella 1. Parametri del modello costitutivo impiegati.

$\rho_p\ [kg/m^3]$	$d_p\ [m]$	$E_p\ [MPa]$	$\mu_p\ [-]$	$\varepsilon_n\ [-]$	$e_m\ [-]$	$e_{cc}\ [-]$	$e_{ce}\ [-]$	$\beta\ [-]$	$\gamma\ [-]$	$\delta_1\ [-]$	$\delta_2\ [-]$
2650	0.0006	180	0.35	1	1.5	0.755	0.77	0.5	4.3	1	0.8
$\theta_{cc}\ [-]$	$\theta_{ec}\ [-]$	$\theta_\psi\ [-]$	$c_{pc}\ [-]$	$c_{p\psi}\ [-]$	$B_p\ [-]$	$\xi_\psi\ [-]$	$a\ [-]$	$k\ [-]$	$b\ [-]$	$\nu\ [-]$	
0.166	0.209	0.5	15	10	0.001	2.75	0.148	120	0.33	0.25	

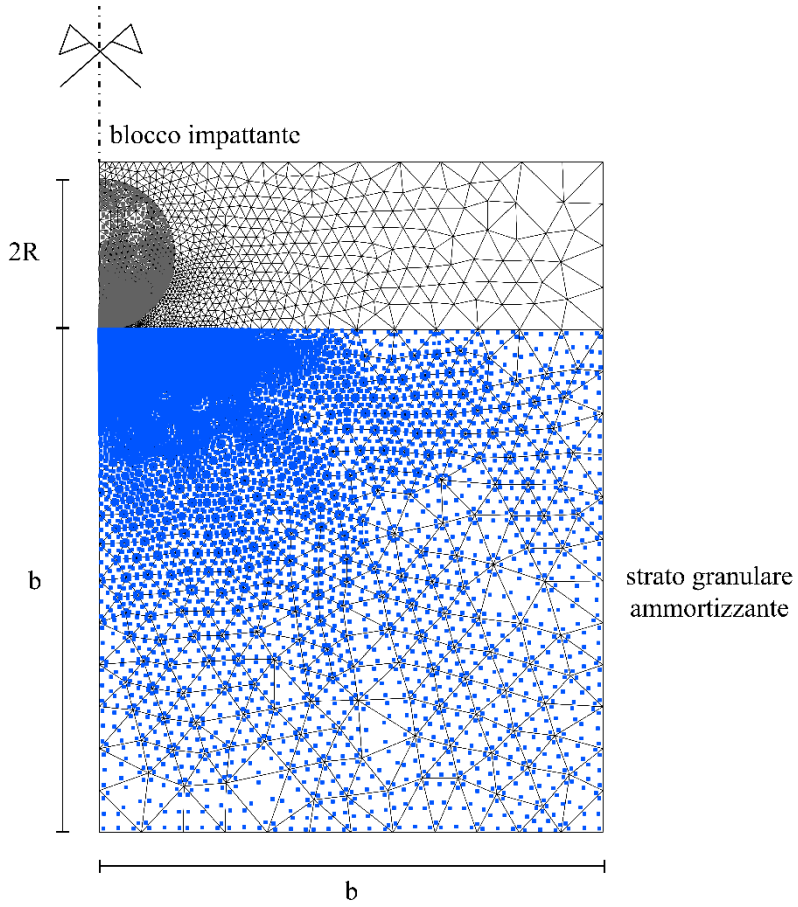


Figura 1. Modello numerico.

© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

3. RISULTATI NUMERICI

In Figura 2 sono riportati i dati sperimentali (linea tratteggiata) e la simulazione numerica (linea continua) concernenti l'andamento dell'accelerazione verticale a_z, della velocità verticale v_z e dello spostamento verticale u_z nel tempo t. Il confronto più che soddisfacente testimonia la capacità del modello numerico di simulare la cinematica del processo d'impatto.

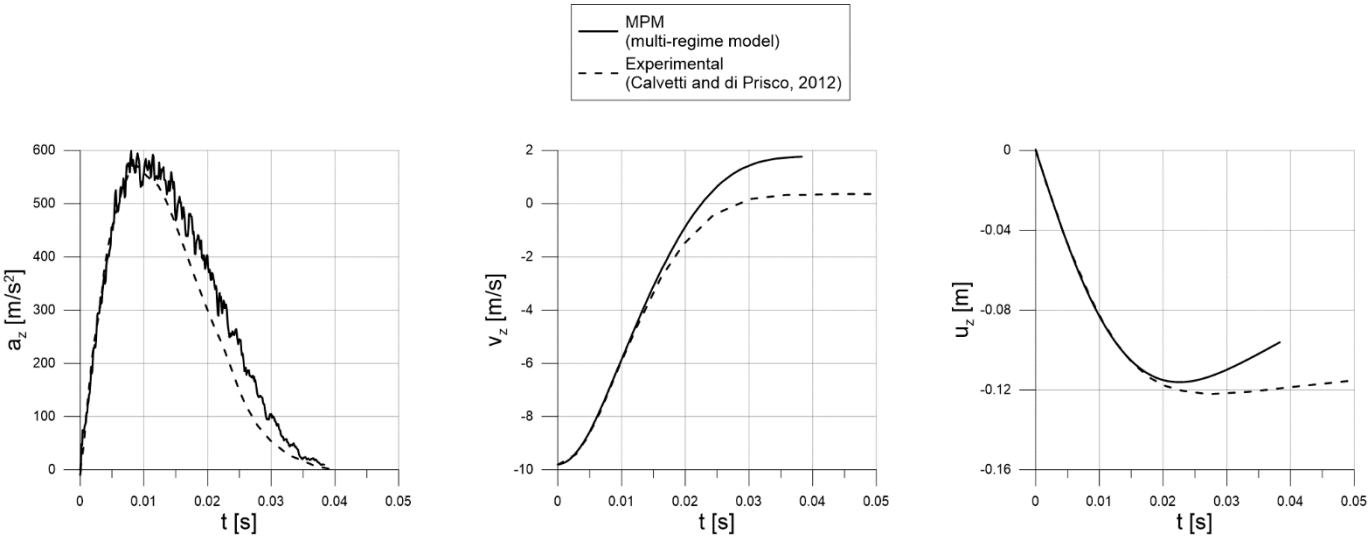


Figura 2. Confronto tra risultati numerici MPM (linea continua) e misura sperimentale (linea tratteggiata) a) dell'accelerazione, b) della velocità e c) dello spostamento verticali del blocco

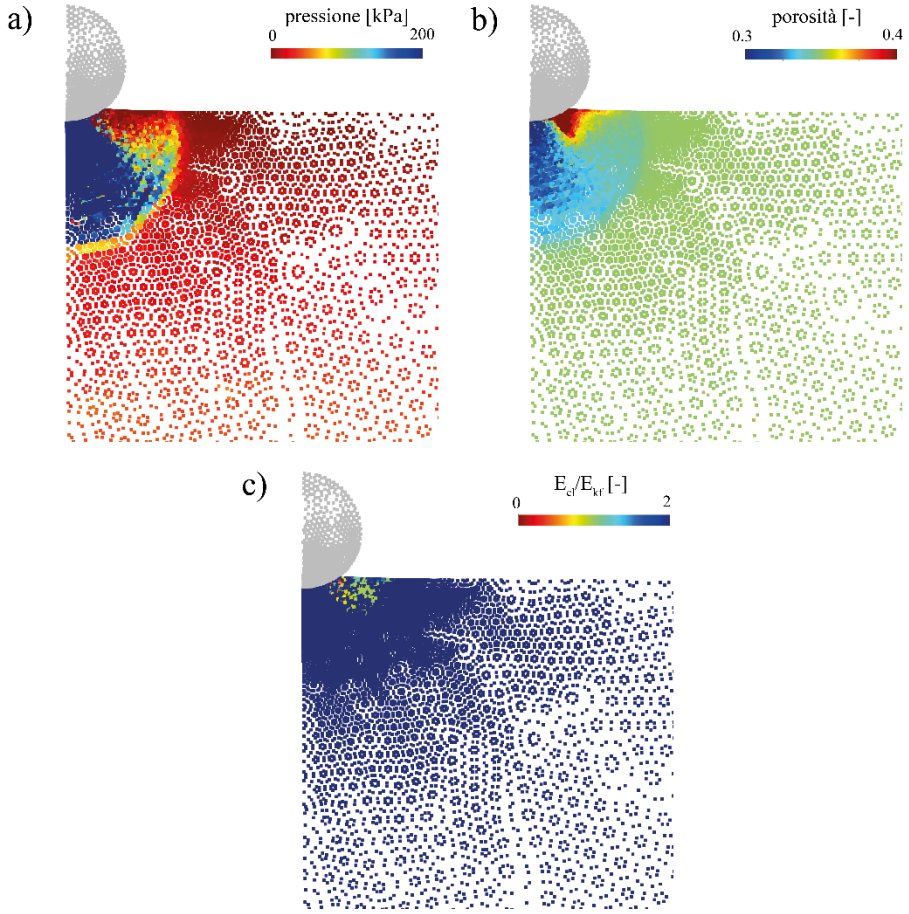


Figura 3. Distribuzione spaziale a) della pressione efficace, b) della porosità e c)del rapporto tra energia elastica totale ed energia cinetica fluttuante a $t = 0.1s$

© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

Il modello numerico è in grado di descrivere anche la propagazione spaziale dell'onda di compressione nello strato ammortizzante. In particolare, in Figura 3a per l'istante temporale $t = 0.1s$, coincidente con il picco di Figura 2a, è rappresentata la diffusione della pressione. Si noti che essa si diffonde prevalentemente in direzione radiale escludendo le zone laterali all'orma d'impatto. Come evidente in Figura 3b, l'onda di compressione causa una compattazione del materiale sottostante (il fronte dell'onda di compressione definisce una marcata diminuzione della porosità). Lateralmente, al contrario, l'impatto causa un aumento della porosità e una variazione del regime da solido a inerziale (Figura 3c).
Il passaggio da regime solido a inerziale è infatti testimoniato dal rapporto E_{el}/E_{kf} (ove E_{el} rappresenta l'energia elastica totale immagazzinata localmente dal materiale, mentre E_{kf} l'energia cinetica di fluttuazione). Infatti, quando il materiale si trova in regime solido $E_{el}/E_{kf} \gg 1$, al contrario quando $E_{el}/E_{kf} \ll 1$ il materiale si trova in regime fluido, mentre $E_{el}/E_{kf} \cong 1$ il regime è detto inerziale (Marveggio et al., 2022, di Prisco et al., 2023). Quest'ultimo è caratterizzato da un elevato stato di agitazione per cui la rete di contatti (collisioni o catene di forza) è in continua evoluzione ma caratterizzata da un "tempo di volo" (o "tempo di riarrangiamento" nel caso di catene) minore della durata del contatto.

4. CONCLUSIONI

L'uso di metodi numerici basati sulla meccanica del continuo per lo studio dei problemi d'impatto di blocchi su strati granulari ammortizzanti è stato sino ad oggi alquanto limitato per l'assenza dell'implementazione in codici di calcolo in grandi spostamenti di un modello costitutivo in grado di descrivere il comportamento del materiale quando soggetto a elevate velocità di deformazione. In questa memoria viene mostrato come il codice di calcolo basato sul Metodo del Punto Materiale ANURA3D, all'interno del quale è implementato un modello costitutivo multi-regime, sia in grado di riprodurre la cinematica di una prova d'impatto sperimentale in grande scala, di descrivere la propagazione dell'onda di pressione all'interno del mezzo e di cogliere il cambio di fase subito dal materiale posto a lato dell'orma d'impatto, causato dalla dinamicità del fenomeno. L'ottimo accordo tra risultati numerici e sperimentali indicano che lo strumento numerico impiegato è in grado di riprodurre la complessa interazione dinamica tra blocco e strato e spingono gli autori ad applicarlo a diverse geometrie/energie d'impatto.

5. BIBLIOGRAFIA

Bardenhagen S., Guilkey J., Roessig K., Brackbill J., Witzel W., Foster J. (2001). An improved contact algorithm for the Material Point Method and application to stress propagation in granular material. Computer Modeling in Engineering and Sciences

Calvetti, F., di Prisco, C. (2012). Rockfall impacts on sheltering tunnels: Real-scale experiments. Geotechnique, 62(10), 865–876.

Di Prisco C, Redaelli I., Zerbi M. (2022). Inclined block impacts on granular strata: DEM-FDM numerical results and rheological modelling. Submitted to Rock Mech. Rock Eng.

Di Prisco C., Marveggio P., Redaelli I., Zerbi M. (2023). How simulating impacts of dry granular flows against rigid barriers by using a MPM approach accounting for material phase transition. Under preparation

Marveggio P., Redaelli I., di Prisco C. (2022). Phase transition in monodisperse granular materials: How to model it by using a strain hardening visco-elastic-plastic constitutive relationship. Int. J. Num. Anal. Meth. Geomechanics.

Marveggio P., Zerbi M., di Prisco C. (2023) Modelling phase transition in saturated granular materials in MPM. Accepted for CNRIG2023

Peila, D., Oggeri, C., Castiglia, C., 2007. Ground reinforced embankments for rockfall protection: Design and evaluation of full scale tests. Landslides, 4(3), 255–265.

Shen, W., Zhao, T., Dai, F., 2021. Influence of particle size on the buffering efficiency of soil cushion layer against rockfall impact. Nat. hazards, 108(2), 1469-1488.

Zambrano Cruzatty L., Yerro A., 2020. Numerical simulation of a free fall penetrometer deployment using the material point method. Soils and Foundations, 60 (3), 668-682.

Zhang, L., Lambert, S., Nicot, F., 2017. Discrete dynamic modelling of the mechanical behaviour of a granular soil. Int. J. Impact Eng., 103, 76–89.

XII Incontro Annuale dei Giovani Ingegneri Geotecnici. IAGIG 2023. Padova, 31 Maggio - 1 Giugno 2023
© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

INNESCO DI UNA FRANA A RIDOSSO DELL'AUTOSTRADA A2 DEL MEDITERRANEO

Silvia Autuori (s.autuori@stradeanas.it)
Anas S.p.A

Massimiliano Campanella (m.campanella@straeanas.it)
Anas S.p.A

Giuseppe Cozzolino (gi.cozzolino@stradeanas.it)
Anas S.p.A

Claudio Ottavi (c.ottavi@stradeanas.it)
Anas S.p.A.

ABSTRACT. L'Autostrada A2 del Mediterraneo costituisce uno degli itinerari strategici del Sud Italia che attraversa la regione Campania, Basilicata e Calabria. Con una lunghezza complessiva di circa 432 km, è la quarta autostrada più lunga d'Italia, interamente gestita da Anas ed è classificata non a pedaggio.
Nel mese di marzo del 2022 si è innescata una frana, causata dal repentino innalzamento del livello di falda, che ha comportato la chiusura al traffico in entrambi i sensi di marcia del tratto autostradale compreso tra gli svincoli Falerna (km 305,330) e San Mango D'Aquino (km 295,743).
La presente nota è dedicata alla descrizione delle scelte progettuali, operate sulla base dei dissesti rilevati e delle esigenze funzionali di traffico viario e alle misure piezometriche relative al solo periodo tra aprile e maggio 2022 in cui sono stati realizzati i primi interventi urgenti di messa in sicurezza.

1. INTRODUZIONE

Il 21/03/2022 è stata rilevata la presenza di uno smottamento che ha provocato profonde lesioni sul versante coinvolgendo anche il tratto di Autostrada A2 compreso tra lo svincolo di Falerna e quello di San Mango d'Aquino in prossimità del viadotto Sciabica. I tecnici Anas hanno accertato la presenza di lesioni significative tra le carreggiate autostradali. È stata inoltre riscontrata la presenza di scaturigini sia nel versante a monte della carreggiata nord sia nel versante posto a valle della carreggiata sud.

In via precauzionale, il 22/03/2022 è stato deciso di chiudere il tratto autostradale in entrambe le direzioni di marcia con istituzione di un percorso alternativo. Dopo 48 ore, è stata riaperta la carreggiata nord in configurazione di doppio senso.

2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Lo studio morfologico dell'area ha permesso di riconoscere i seguenti elementi significativi (Figura 1):

- una paleofrana profonda che interessa il terrazzo a monte dell'area di studio la cui attivazione potrebbe essere collegata a condizioni morfoclimatiche non più presenti nell'area (tra cui il differente livello del mare);
- una "morfologia depressa", associabile all'intensa erosione/denudazione di una porzione di ammasso degradata e/o a movimenti di massa, e la cattura fluviale esercitata dal Torrente Sciabica;
- la nicchia di distacco della frana oggetto della presente nota.

La sezione stratigrafica è stata ricostruita mediante la verifica diretta in sito degli elementi morfologici, la ricognizione del quadro di danneggiamento dei manufatti, il riconoscimento e l'ubicazione sulla topografia dei già menzionati elementi e sulla base delle risultanze della campagna di indagini intrapresa successivamente all'evento.

Come è evidente dalla Figura 2, essa è caratterizzata dalla presenza di un affioramento di scisti dell'Unità di Bagni, seguito da uno strato di Unità di Bagni alterato dello spessore di circa 4-6 m la cui origine è verosimilmente collegata ad un antico e non più attivo sistema franoso profondo, seguito da un altro strato di Unità di Bagni tettonizzato. La sede stradale nella zona è in rilevato che è stato realizzato in epoche differenti. In particolare, la

© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

parte basale del rilevato risale all'incirca a fine anni '60 (epoca di realizzazione dell'infrastruttura), mentre la parte sovrastante, parzialmente sovrapposto alla precedente, risale al 2010 (ammodernamento della A2).

La Tabella 1 riassume le principali caratteristiche fisiche e meccaniche associate al modello stratigrafico ed utilizzate nei modelli di calcolo. Tali caratteristiche derivano dalla campagna di indagini che ha previsto l'esecuzione di sondaggi (in parte a distruzione), prove sismiche a rifrazione, prove georadar, prova masw, prelievo di campioni indisturbati per prove di laboratorio e l'installazione di inclinometri e piezometri.

Il modello stratigrafico di Figura 2 tiene conto anche dei risultati della back analysis condotta allo scopo di individuare il possibile livello della superficie piezometrica raggiunto in condizioni di rottura (linea blu tratteggiata).

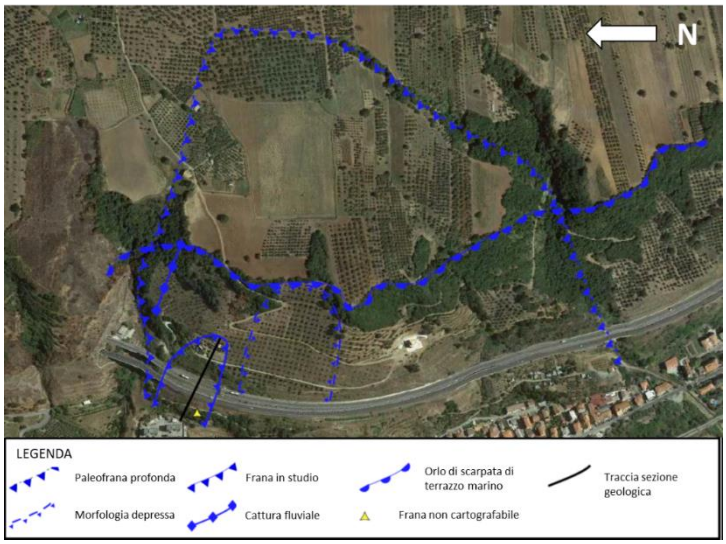


Figura 1. Ubicazione dei principali elementi morfologici dell'area (Immagine rielaborata prodotta da Integra srl)

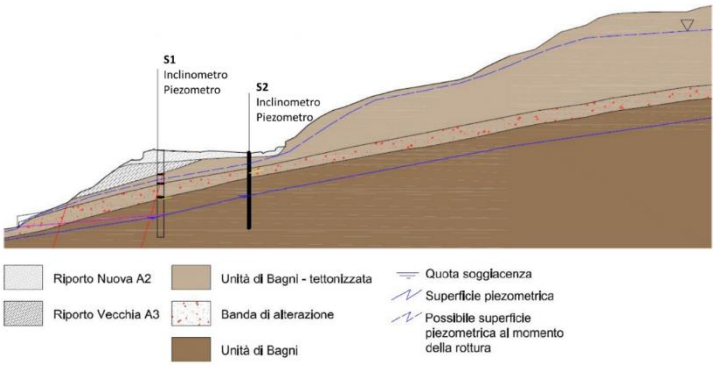


Figura 2. Modello stratigrafico semplificato dedotto dalla campagna di indagini e dagli stumenti di monitoraggio. (Immagine rielaborata prodotta da Integra srl)

Tabella 1. Modello stratigrafico semplificato dedotto dalla capagna di indagini

Litologie	γ [kg/m^3].	γ_{sat} [kg/m^3].	c'[kPa]	φ'[°]
Rilevati autostradali	1900	2000	5	33
Unità di Bagni - tettonizzata	2100	2300	20	25
Unità di Bagni alterata	2200	2400	0	23
Unità di Bagni	2200	2400	40	26

Back analysis. Partendo dal Modello Geologico di riferimento, lo studio incaricato della progettazione Ingeo Srl ha effettuato verifiche di stabilità globale utilizzando il software SSAP (Slope Stability Analysis Program) adottando il modello Janbu Rigoroso. L'analisi ha consentito di risalire all'ipotetico livello di falda in condizioni di rottura mediante una back analysis. La verifica di stabilità è stata realizzata imponendo le aree di ingresso e uscita delle superfici di rottura selezionate sulla base delle evidenze geomorfologiche. In Figura 3 sono raffigurate le superfici di rottura ottenute dall'analisi, in rosa sono rappresentate le superfici di scorrimento con Fs di poco

© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

superiori a 1 e in rosso la superficie con minore Fs. I risultati dell'analisi mostrano come le condizioni di rottura siano state raggiunte in seguito a un significativo sollevamento della superficie piezometrica, per la quale è ipotizzabile una soggiacenza di pochi metri da p.c. e sono in buono accordo con le evidenze geomorfologiche e le misure del monitoraggio inclinometrico.

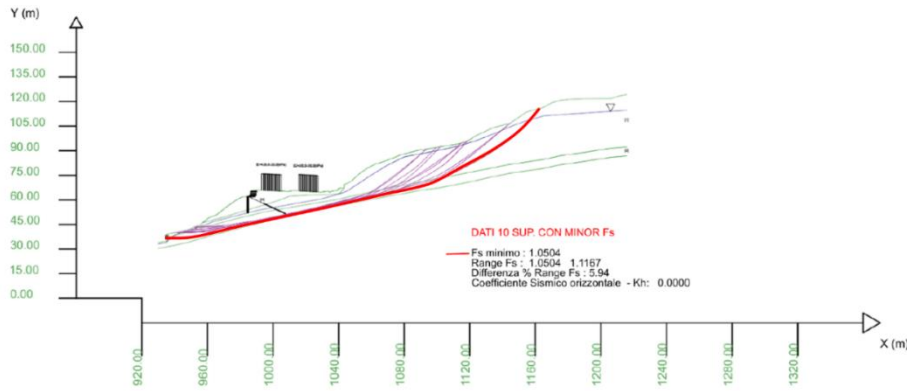


Figura 3. Risultati della back analysis per la ricostruzione del modello di rottura (Scarascia Mugnozza, 2022)

3. INTERVENTI IN PROGETTO

Le opere previste in progetto si basano sull'esigenza di abbattimento della falda per il ripristino delle quote piezometriche precedenti al dissesto e il raggiungimento di un adeguato livello di sicurezza del versante. L'intervento di messa in sicurezza è stato inoltre suddiviso in due fasi anche per ragioni legate alle condizioni di traffico elevato durante l'esodo estivo: in un primo momento sono stati realizzati degli interventi urgenti per consentire la riapertura del tratto autostradale in condizioni di sicurezza prima dell'estate. Dopo l'interruzione delle lavorazioni nei mesi estivi, sono stati avviati i lavori di completamento della messa in sicurezza per i quali si prevede l'ultimazione entro l'estate prossima 2023.

Prima fase. Nei giorni immediatamente successivi all'evento sono stati avviati i primi interventi urgenti per il ripristino del traffico stradale. La prima opera realizzata è stata una trincea drenante immediatamente a monte della sede stradale, di estensione pari a circa 140 ml e profondità di circa 2,50 m. Le lavorazioni hanno avuto inizio l'8 aprile e sono terminate il 14 aprile 2022. Il 21/04/2022 è iniziata la realizzazione dei dreni sub-orizzontali (inclinazione = 7° e lunghezza pari a 60 m) con disposizione a raggiera, realizzati dal piede della scarpata a valle della carreggiata sud, completati in data 4 maggio 2022. Queste opere di drenaggio, in accordo con le misure piezometriche, sin da subito hanno convogliato notevoli quantitativi di acqua regimentati e allontanati attraverso le opere idrauliche preesistenti. In Figura 4 è riportata una rappresentazione schematica degli interventi realizzati.

Seconda fase. A settembre 2022 sono stati avviati i lavori per il completamento della messa in sicurezza dell'Autostrada coinvolta dalla frana, la cui ultimazione è prevista entro maggio 2023. Le opere previste in progetto, secondo il cronoprogramma dei lavori, consistono essenzialmente in:

- una berma a valle della strada al fine di incrementare nell'immediato i margini di sicurezza con l'appesantimento del piede del versante (da settembre e ottobre 2022);
- una paratia di pali ancorata in testa per l'incremento permanente della stabilità del versante e per il sostegno provvisorio dello scavo necessario all'esecuzione dei dreni sub-orizzontali (da ottobre a novembre 2022);
- un sistema di dreni sub-orizzontali e un canale in c.a. per captare le acque presenti nel versante per convogliarle verso il vallone Savuto 8 (da dicembre 2022 a gennaio 2023).

Al momento risultano in corso le opere di completamento. In Figura 5 è riportata una rappresentazione schematica degli interventi in progetto. La Figura 6 rappresenta la variazione del livello piezometrico in corrispondenza delle postazioni S1 e S2 la cui ubicazione è riportata in Figura 2. Dal grafico si evince l'effetto delle opere drenanti sul livello di falda. In corrispondenza della postazione S2 ubicata a monte della carreggiata si osserva un abbassamento del livello di falda di circa 5m registrato tra l'8 e il 10 aprile seguito da un andamento pressoché stabile. Sulla postazione S1 a valle della carreggiata si osserva un abbassamento del livello di falda di circa 7 m tra il 19 e il 21 aprile con successiva tendenza alla stabilizzazione.

© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

4. CONCLUSIONI

Le verifiche e i monitoraggi posti in essere hanno consentito di individuare l'estensione del fenomeno e controllarne lo sviluppo. In quest'ottica appare di fondamentale importanza la prosecuzione di una attenta attività di monitoraggio correlata agli interventi di messa in sicurezza realizzati e realizzandi. Per maggiori dettagli si rimanda alla nota "Monitoraggio Geotecnico integrato con interferometria SAR dell'autostrada A2 affetta da fenomeni di instabilità" del presente convegno.

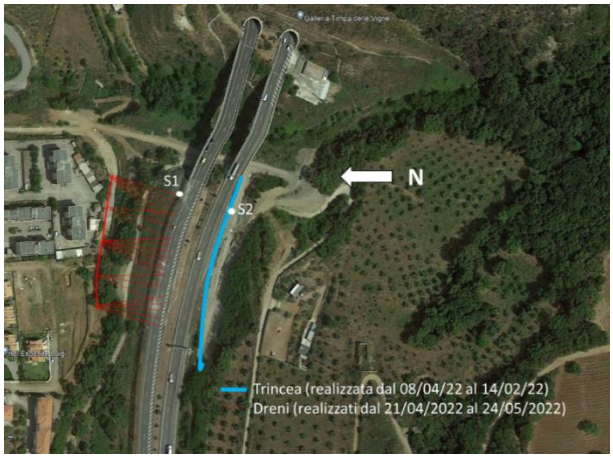


Figura 4. Planimetria delle opere in progetto per la fase 1

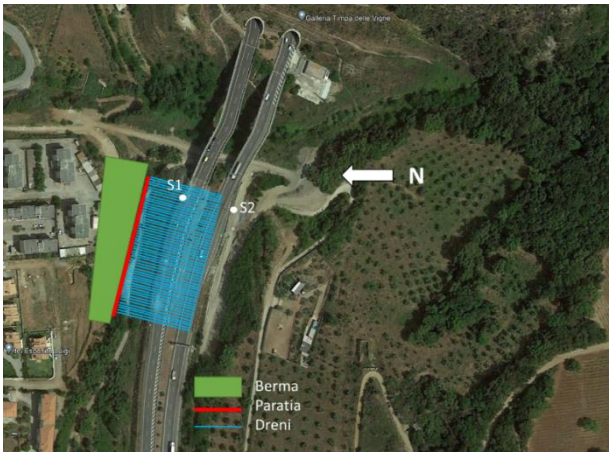


Figura 5. Planimetria delle opere in progetto per la fase 2

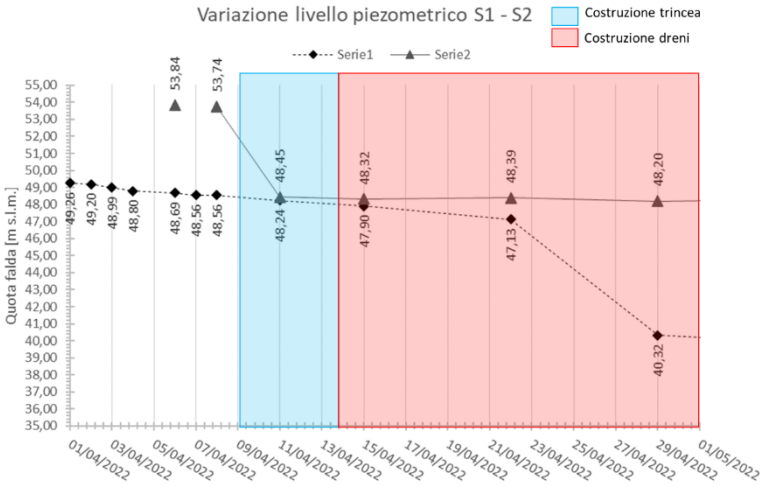


Figura 6. Variazione del livello piezometrico in S1 e S2

5. BIBLIOGRAFIA

Cianciolo D., Caruso F., Campanella M. (2022). Interventi urgenti per il ripristino delle condizioni di sicurezza al km 303+000, compreso tra gli svincoli di Falerna (km 305+330) e San Mango D'Aquino (km 295+743), compromesse a seguito dell'instabilità idrogeologica del versante *Relazione Generale - Relazione Tecnica Amministrativa*.

Petrangeli M., Di Marco G., Esposito M., Pirone F., Di Landri M., Caruso F., Campanella M. (2022). Lavori di manutenzione programmata finalizzati alla messa in sicurezza del corpo stradale in frana tra il Km 303+000 e il Km 303+300 nel comune di Nocera Terinese. *Planimetria con le opere di progetto, Relazione Generale, Relazione Geologica, Relazione Geotecnica – Report Indagini geologiche, Relazione Tecnica Amministrativa*.

Rapporto Tecnico sui dati di monitoraggio

Scarascia Mugnozza G. (2022). Incarico di consulenza tecnico-scientifica finalizzato all'analisi del movimento franoso, all'individuazione delle cause che l'hanno generato e al supporto tecnico agli interventi di mitigazione del rischio e di stabilizzazione della sede autostradale. *Relazione Tecnico-Scientifica - Relazione conclusiva, con valutazione degli interventi di stabilizzazione definitiva. CENTRO DI RICERCA CERI SAPIENZA - PREVISIONE, PREVENZIONE E CONTROLLO DEI RISCHI GEOLOGICI – Responsabile scientifico del contratto di ricerca Scarascia Mugnozza G.*

XII Incontro Annuale dei Giovani Ingegneri Geotecnici. IAGIG 2023. Padova, 31 Maggio - 1 Giugno 2023
© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

MONITORAGGIO GEOTECNICO INTEGRATO CON INTERFEROMETRIA SAR DELL'AUTOSTRADA A2 DEL MEDITERRANEO AFFETTA DA FENOMENI DI INSTABILITA'

Silvia Autuori (s.autuori@stradeanas.it)
Anas S.p.A

Massimiliano Campanella (m.campanella@straeanas.it)
Anas S.p.A

Giuseppe Cozzolino (gi.cozzolino@stradeanas.it)
Anas S.p.A

Claudio Ottavi (c.ottavi@stradeanas.it)
Anas S.p.A.

ABSTRACT. L'Autostrada A2 del Mediterraneo costituisce uno degli itinerari strategici del Sud Italia che attraversa la regione Campania, Basilicata e Calabria. Con una lunghezza complessiva di circa 432 km, è la quarta autostrada più lunga d'Italia, interamente gestita da Anas ed è classificata non a pedaggio.
Nel mese di marzo del 2022 si è innescato un evento franoso, causato dal repentino innalzamento del livello di falda, che ha comportato la chiusura al traffico in entrambi i sensi di marcia del un tratto autostradale compreso tra gli svincoli Falerna (km 305,330) e San Mango D'Aquino (km 295,743).
La presente nota è dedicata alla descrizione del sistema di monitoraggio geotecnico, che integrato con l'analisi interferometrica effettuata con la tecnica PSP-IFSAR, fornisce utili informazioni riguardo lo sviluppo temporale e spaziale dei fenomeni di instabilità del versante e la loro interazione con l'infrastruttura stradale e le opere di messa in sicurezza realizzate. Per maggiori approfondimenti si rimanda alla nota "Innesco di una frana a ridosso dell'Autostrada A2 del Mediterraneo" del presente convegno.

1. INTRODUZIONE

Il 21/03/2022 è stata rilevata la presenza di uno smottamento che ha provocato profonde lesioni sul versante, coinvolgendo anche il tratto di Autostrada A2 compreso tra lo svincolo di Falerna e quello di San Mango d'Aquino in prossimità del viadotto Sciabica. I tecnici Anas hanno accertato la presenza di lesioni significative tra le carreggiate autostradali nonché la presenza di scaturagini sia nel versante a monte della carreggiata nord sia nel versante posto a valle della carreggiata sud.

L'esigenza di controllare le condizioni di sicurezza dell'infrastruttura stradale ha richiesto l'avvio di un piano di monitoraggio geotecnico dell'area mediante l'installazione di piezometri, inclinometri, rilievi topografici e rilievi mediante laser scanner. Queste tecniche di monitoraggio forniscono delle misure di deformazione molto accurate in corrispondenza di singoli punti, che sono state correlate con un monitoraggio su larga scala dell'infrastruttura stradale effettuato da remoto mediante interferometria SAR (Lan et al., 2012) ad opera della società e- GEOS.

2. L'AREA DI STUDIO E IL SISTEMA DI MONITORAGGIO

Nella Figura 1 è raffigurata l'ubicazione della frana oggetto della presente nota e il modello stratigrafico in corrispondenza della sezione longitudinale. Gli interventi di messa in sicurezza sono stati finalizzati all'abbattimento della falda per il ripristino delle quote piezometriche precedenti al dissesto e al raggiungimento di un adeguato livello di sicurezza del versante.

L'area in esame è soggetta ad un'attenta attività di monitoraggio svolta in gran parte con strumenti a lettura manuale che si compone di inclinometri, piezometri, monitoraggio topografico, monitoraggio con laser scanner e analisi interferometriche.

La figura 2 mostra l'ubicazione dei sondaggi S1 e S2, opportunamente strumentati con inclinometri e piezometri, la posizione dei prismi ottici utilizzati per i rilievi topografici e l'indicazione della sezione trasversale all'asse stradale A-A'.

© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

I fenomeni di dissesto del versante hanno provocato lesioni tra le carreggiate autostradali con un'apertura di circa 6 cm ed un analogo rigetto verticale. L'intera carreggiata sud ha manifestato un abbassamento cumulato di circa 10 cm, mentre per la carreggiata nord sono stati registrati spostamenti cumulati di circa 2 cm. Il monitoraggio topografico periodico di alta precisione eseguito tra il 30/03/2022 e il 09/01/2023, su n. 39 cicli di letture, ha evidenziato spostamenti in corso di stabilizzazione, mentre il monitoraggio laser scanner, eseguito fra il 09/06/2022 e il 05/01/2023 su n. 19 cicli di letture, ha evidenziato stabilità della pavimentazione stradale.

La figura 3 mostra l'andamento del livello piezometrico in corrispondenza del sondaggio S1 a valle della carreggiata da aprile 2022 a gennaio 2023. Dal grafico si evince l'effetto della trincea drenante e dei sistemi di dreni sub-orizzontali (per maggiori dettagli si rimanda alla nota "Innesco di una frana a ridosso dell'Autostrada A2 del Mediterraneo" del presente convegno) con un abbassamento del livello di falda di circa 7 m tra il 19 e il 21 aprile con successiva tendenza alla stabilizzazione. A gennaio si nota un lieve incremento del livello di falda di poco più di 1 m dovuto probabilmente alle attività connesse alla realizzazione di ulteriori opere drenanti al piede della scarpata a valle della carreggiata sud, al momento in fase di completamento.

In Figura 4 sono rappresentati i risultati salienti delle misure inclinometriche in corrispondenza della postazione S1. L'intervallo temporale delle misure va dal 29 marzo 2022 al 25 gennaio 2023, con frequenza delle misure man mano in diminuzione da giornaliere a mensili. Dal grafico si evince con chiarezza l'esistenza della banda della superficie di scorrimento compresa tra i 18 e i 24 metri di profondità da p.c. e la progressiva diminuzione della velocità dei movimenti in accordo con la tendenza alla stabilizzazione del livello di falda. Il massimo spostamento cumulato è stato misurato in testa ed è pari a 51 mm il 25 gennaio 2023, la direzione prevalente dello spostamento è da ovest verso est, con componente minima da sud verso nord. Gli spostamenti inclinometrici rilevati sono coerenti con i risultati del monitoraggio topografico e delle analisi interferometriche.

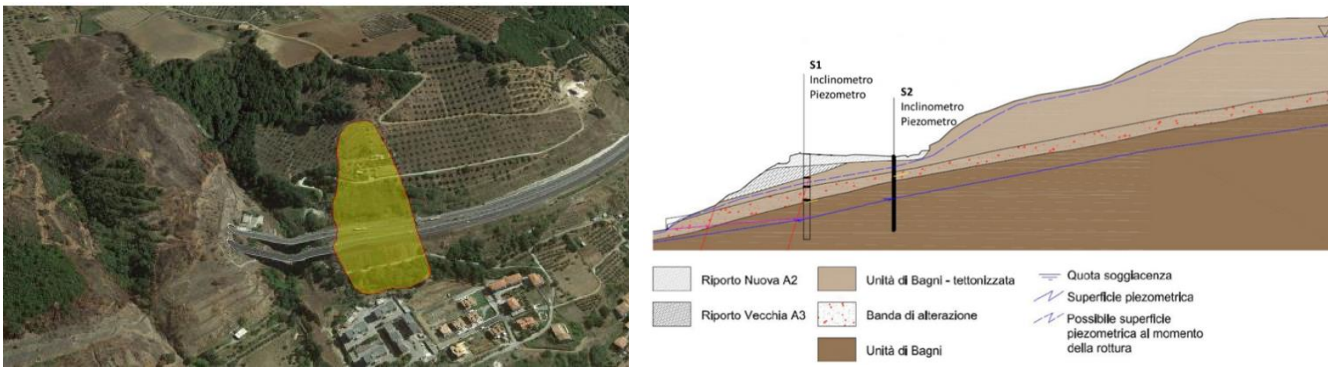


Figura 1: Ubicazione della frana e modello stratigrafico (Report di Monitoraggio)

Figura 2: Ubicazione dei sondaggi e dei punti di misura del monitoraggio topografico

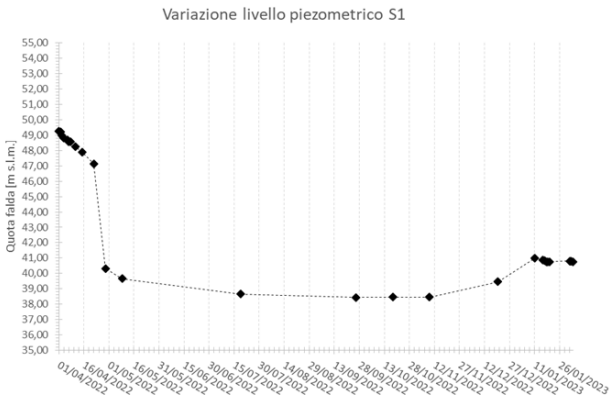


Figura 3. Variazione del livello piezometrico in S1

© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

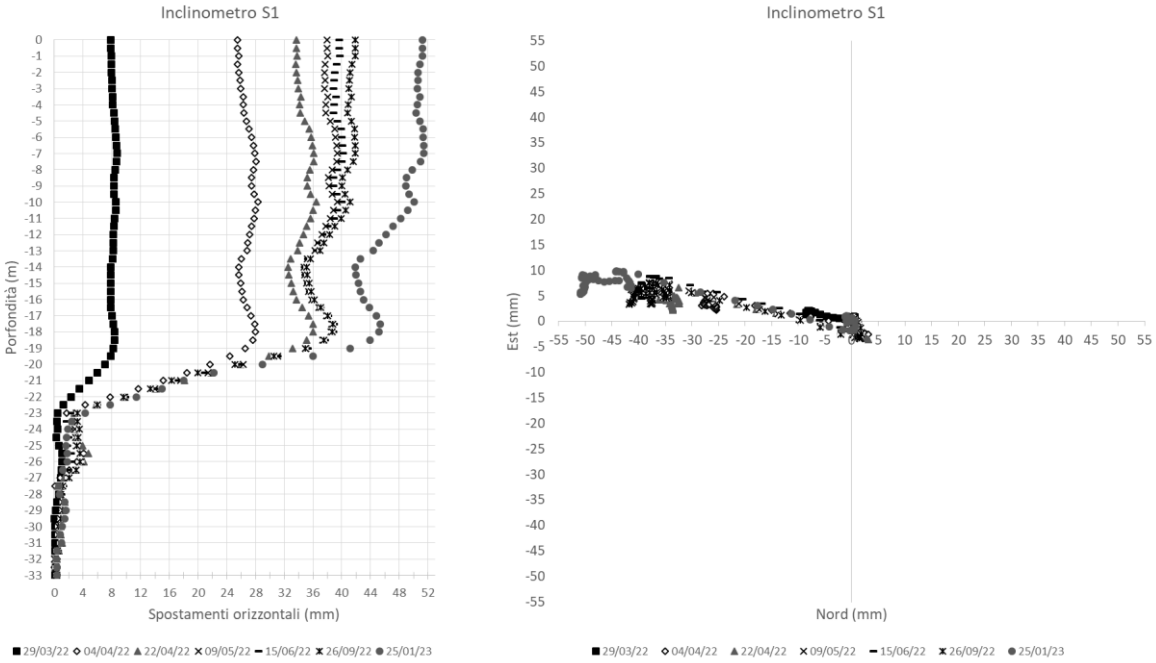


Figura 4. Grafico delle letture inclinometriche su S1

3. L'APPROCCIO ALL'ANALISI INTERFEROMETRICA

L'interferometria satellitare consente di ricostruire l'evoluzione storica delle deformazioni della superficie terrestre e di monitorare nel tempo i fenomeni deformativi con precisione millimetrica grazie all'utilizzo di immagini satellitari radar (SAR) disponibili presso le agenzie spaziali. I satelliti ruotano attorno alla Terra su traiettorie leggermente inclinate rispetto ai meridiani, percorrendo l'orbita discendente dal polo nord al polo sud e l'orbita ascendente dal polo sud al polo nord. Durante il volo i sensori radar montati sul satellite misurano la distanza tra il satellite e i punti della superficie terrestre lungo una direzione chiamata linea di vista del satellite (line of sight, LOS) in instanti temporali diversi.

Si fa presente che uno dei limiti intrinseci di tale tecnica è l'incapacità di rilevare gli spostamenti della superficie terrestre che avvengono lungo la direzione nord, coincidente con la direzione di spostamento dei satelliti.

Il caso in esame, per l'entità molto contenuta di suddetti spostamenti, si presta bene a questo tipo di analisi.

L'analisi interferometrica fornita dalla società e-GEOS è stata effettuata con la tecnica di elaborazione Persistent Scatter Pairs-InterFerometric Synthetic Aperture Radar (PSP-IFSAR) su immagini SAR provenienti dal sensore COSMO-SkyMed (Costantini et al., 2009), che consente di individuare e analizzare solo particolari coppie bersagli al suolo denominati diffusori permanenti (Persistent Scatter Pairs, PSP), che sono immuni da effetti di decorrelazione temporale e spaziale.

In Figura 6 sono riportate le mappe di velocità media (mm/anno) dello spostamento dei PS ottenute mediante elaborazione PSP-IFSAR delle immagini SAR provenienti dal sensore COSMO-SkyMed in direzione ascendente dal 17/02/2019 al 29/01/2023 e in direzione discendente dal 05/02/2019 al 19/11/2022.

I prodotti interferometrici presentano un numero elevato di pixels che caratterizza la buona qualità del dataset disponibile, tuttavia l'immagine ascendente mostra un numero inferiore di PSP rilevati rispetto all'immagine discendente. Dalla medesima analisi è possibile estrapolare il valore degli spostamenti. A titolo esemplificativo, in Figura 7 è stato rappresentato l'andamento degli spostamenti in corrispondenza della sezione A-A' la quale è stata suddivisa in segmenti da 5 m e larghi 10 m. In tal modo sono state ottenute delle aree in corrispondenza delle quali è stata calcolato il valore medio di spostamento dei PS in esse ricadenti, misurati a partire dal 26/01/2022.

2 CONCUSIONI

Le verifiche e i monitoraggi posti in essere hanno consentito di individuare l'estensione del fenomeno e controllarne lo sviluppo. Le analisi interferometriche hanno confermato l'evoluzione dei fenomeni in atto fornendo

© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

allo stesso tempo una visione d'insieme dell'interazione tra i movimenti del versante e gli spostamenti dell'infrastruttura stradale. In quest'ottica appare di fondamentale importanza la prosecuzione di una attenta attività di monitoraggio sia in sito che da remoto correlata agli interventi di messa in sicurezza realizzati e realizzandi

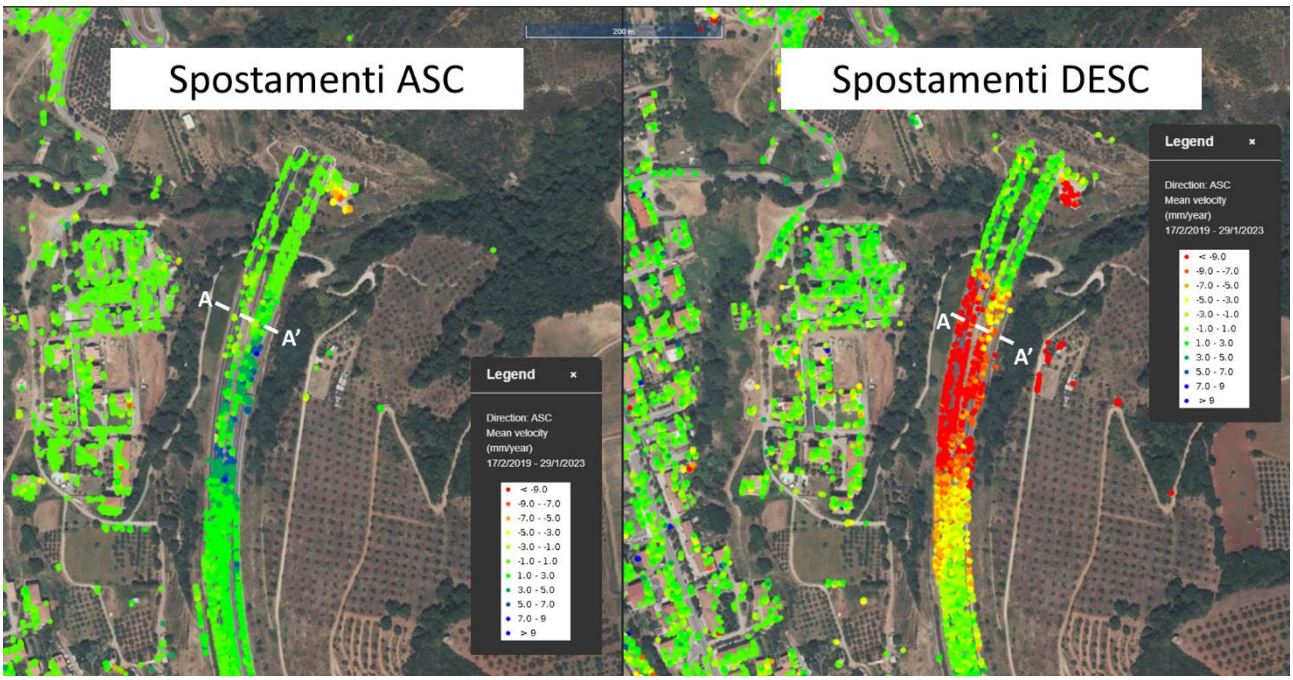


Figura 6. Mappe di velocità media dei PS ottenute mediante elaborazione PSP-IFSAR delle immagini SAR provenienti dal sensore COSMO-SkyMed per la geometria acendente e discendente

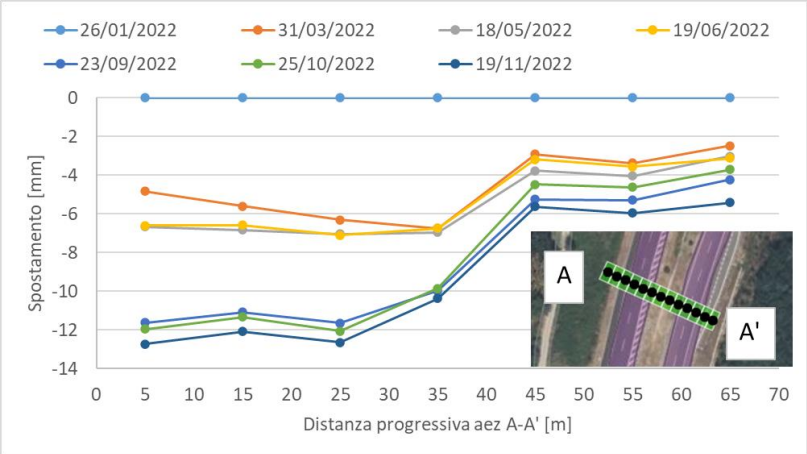


Figura 7. Spostamenti medi dei PS ottenute mediante elaborazione PSP-IFSAR delle immagini SAR per la geometria discendente discendenti in corrispondenza della sezione A-A'con lettura di zero il 26/01/2022

5. BIBLIOGRAFIA

Dipartimento di Protezione Civile, Irea-CNR ,ReLUIS (2021*). Linee Guida per l'Utilizzo dei dati Interferometrici Satellitari ai fini dell'Interpretazione del Comportamento Strutturale delle Costruzioni*, Italia, https://www.reluis.it/it/divulgazione/archivio-news/anno-2021

M. Costantini, S. Falco, F. Malvarosa, F. Minati and F. Trillo (2009). *Method of persistent scatterer pairs (PSP) and high resolution SAR interferometry*. 2009 IEEE International Geoscience and Remote Sensing Symposium, Cape Town, South Africa, DOI: 10.1109/IGARSS.2009.5417918.

H. Lan, L. Li, H. Liu, Z. Yang (2012). *Complex Urban Infrastructure Deformation Monitoring Using High Resolution PSI*. IEEE Journal of Selected Topics in Applied Earth Observations and Remote Sensing ,5, 643-651.

XII Incontro Annuale dei Giovani Ingegneri Geotecnici. IAGIG 2023. Padova, 31 Maggio - 1 Giugno 2023
© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

SESSIONE 5

Geotecnica Sismica

© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

XII Incontro Annuale dei Giovani Ingegneri Geotecnici. IAGIG 2023. Padova, 31 Maggio - 1 Giugno 2023
© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

QUADRO DI SINTESI DELLE PROVE DI LABORATORIO ESEGUITE SUI CAMPIONI DI TERRENO LIQUEFATTO A SEGUITO DEL TERREMOTO DEL 29 DICEMBRE 2020 A PETRINJA (CROAZIA)

Christian Valvano (christian.valvano@studenti.unich.it)
Università degli Studi "G. d'Annunzio" Chieti-Pescara, Italia

Sara Amoroso (sara.amoroso@unich.it)
Università degli Studi "G. d'Annunzio" Chieti-Pescara, Italia
Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia, L'Aquila, Italia

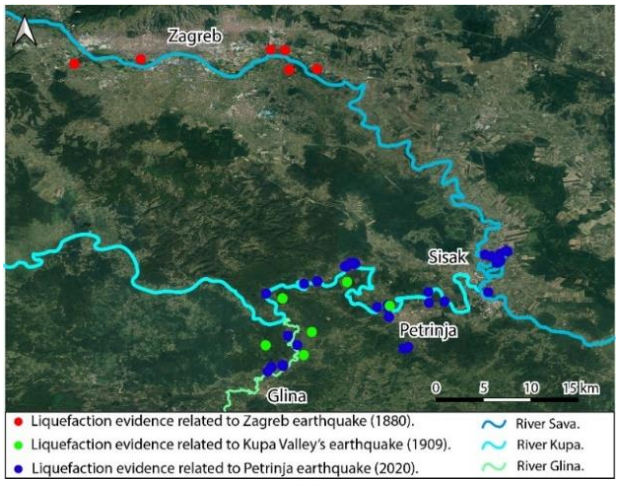
Luca Minarelli (luca.minarelli@ingv.it)
Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia, Ferrara, Italia

Daniela Fontana (daniela.fontana@unimore.it)
Università degli Studi di Modena e Reggio Emilia

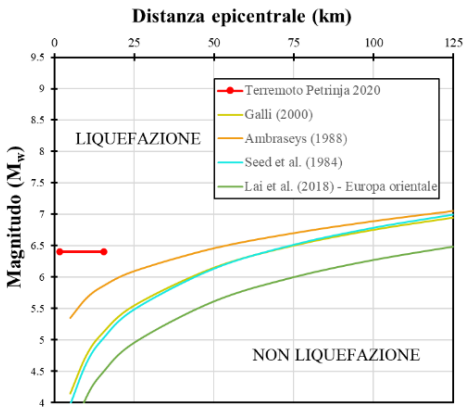
ABSTRACT. In questo articolo viene presentata una sintesi di alcuni rilevanti risultati relativi al database sui fenomeni di liquefazione verificatisi in Croazia, nell'area di Petrinja, a seguito del terremoto verificatosi il 29 dicembre 2020. Da questo database sono state elaborate schede riassuntive per ogni campione di materiale liquefatto, in cui vengono descritte le caratteristiche geometriche del sito di riferimento e quelle granulometriche, mineralogiche e petrografiche del materiale. Dall'analisi dei dati granulometrici ottenuti in laboratorio, si è osservato che nel caso studio in Croazia sono stati coinvolti nella liquefazione sedimenti molto diversificati e peculiari, da ghiaie grossolane a limi non plastici, comunemente non eiettati per effetto di liquefazione. I risultati di questo database si pongono come base per studi futuri atti a garantire una più efficace ricostruzione del modello geologico-geotecnico di sottosuolo in aree potenzialmente liquefacibili.

1. INTRODUZIONE: IL TERREMOTO DI PETRINJA DEL 2020

Il 29 dicembre 2020 un sisma caratterizzato da una magnitudo momento M_w pari 6.4 ha colpito la Croazia nei pressi di Petrinja, con un epicentro posto a 3 km a SW dalla città e un ipocentro a 10 km di profondità (Pollak et al., 2021). La faglia che ha generato questa sequenza sismica è la faglia di Petrinja Pokupsko, una faglia transpressiva destra che ha gia generato un forte terremoto con evidenze di liquefazione nel 1909 (Figura 1a). La liquefazione indotta dal terremoto del 2020 ha riguardato soprattutto i depositi di paleocanale di 3 fiumi: Kupa, Sava e Glina, lungo i cui argini sono stati osservati vulcanelli di sabbia, crateri, fratture superficiali e fenomeni di lateral spreading (Baize et al., 2022; Amoroso et al., 2021). La distanza tra l'epicentro del terremoto del 29 dicembre e i punti in cui si è manifestata la liquefazione oscilla tra un minimo di 1.69 km nell'area della città di Glina e un massimo di 15.50 km nell'area della città di Petrinja (Figura 1b).



(a)



(b)

Figura 1 Distribuzione geografica delle liquefazioni storiche (1880 e 1909) e indotte dal sisma del 2020 (a); Grafico magnitudo momento – distanza epicentrale (Galli, 2000; Ambraseys, 1988; Seed et al., 1984; Lai et al., 2018) in relazione alla liquefazione indotta dal terremoto di Petrinja del 2020 (b).

© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

2. IL DATABASE ELABORATO

Da gennaio a marzo 2021 sono state condotte da parte di un gruppo di ricerca europeo (EUTEAM) 4 campagne di rilevamento post-sismico in Croazia (Baize et al., 2022: gennaio 2021, 3-4 febbraio 2021, 17-18 febbraio 2021 e 3-4 marzo 2021). Il Servizio Geologico Croato e il Gruppo di Emergenza dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (EMERGEO-INGV) hanno effettuato il campionamento delle sabbie liquefatte (89 campioni) e per ognuno di essi hanno raccolto una serie di informazioni relative a: ambiente, condizioni di sito, distribuzione spaziale e forma dell'elemento liquefatto, tipo di manifestazione superficiale, materiale espulso, colore del materiale espulso e caratteristiche geometriche del deposito liquefatto.

A partire da queste informazioni è stata effettuata una stima della classe di danno indotta da liquefazione, facendo riferimento al criterio esposto in van Ballegooy et al. (2014). Sono stati individuati 18 siti con una classe di danno pari a 3 (assenza di lateral spreading ma presenza da minima a moderata di materiale liquefatto in superficie), 57 siti con una classe 4 (assenza di lateral spreading ma grande presenza di materiale liquefatto in superficie) e 8 siti con una classe 5 (lateral spreading da moderato ad evidente; materiale espulso spesso osservato). I depositi liquefatti derivano prevalentemente da paleocanali (53 sono associati al fiume Kupa, 11 al fiume Sava e 14 al Glina), mentre i rimanenti sono associabili a depositi di conoide alluvionale, terrazzo fluviale o struttura tettonica. Inoltre, il materiale liquefatto campionato durante i sopralluoghi post terremoto è stato analizzato presso diversi laboratori (Università degli Studi "G. d'Annunzio" Chieti e Pescara, Università degli Studi di Modena e Reggio Emilia, Servizio Geologico Croato) al fine di ottenere informazioni granulometriche, petrografiche e mineralogiche. I dati raccolti ed elaborati sono stati utilizzati per costruire 57 schede sintetiche, una per ogni sito di campionamento (in alcuni siti è stato effettuato più di un campionamento). Nella presente nota verranno presentati in forma sintetica solo alcuni risultati rilevanti derivati dalle analisi granulometriche.

3. I RISULTATI DELLE ANALISI GRANULOMETRICHE

Nel database messo a punto con questo studio sono state elaborate 77 curve granulometriche relative al materiale fuoriuscito per liquefazione. I grafici evidenziano un ampio spettro granulometrico che include ghiaie anche grossolane, sabbie da grosse a fini, fino ai limi. Nella Figura 2a le curve granulometriche sono state suddivise all'interno di fusi che permettono di correlare la diversa granulometria del materiale eiettato con il materiale di origine rappresentato dai depositi di paleocanale dei fiumi Kupa, Sava e Glina. L'abbinamento è stato effettuato sulla base della vicinanza dei siti di campionamento ai corsi d'acqua attuali. Nel grafico di Figura 2a sono anche riportate in nero 4 curve granulometriche relative ai campioni non riconducibili ai depositi di paleocanale.

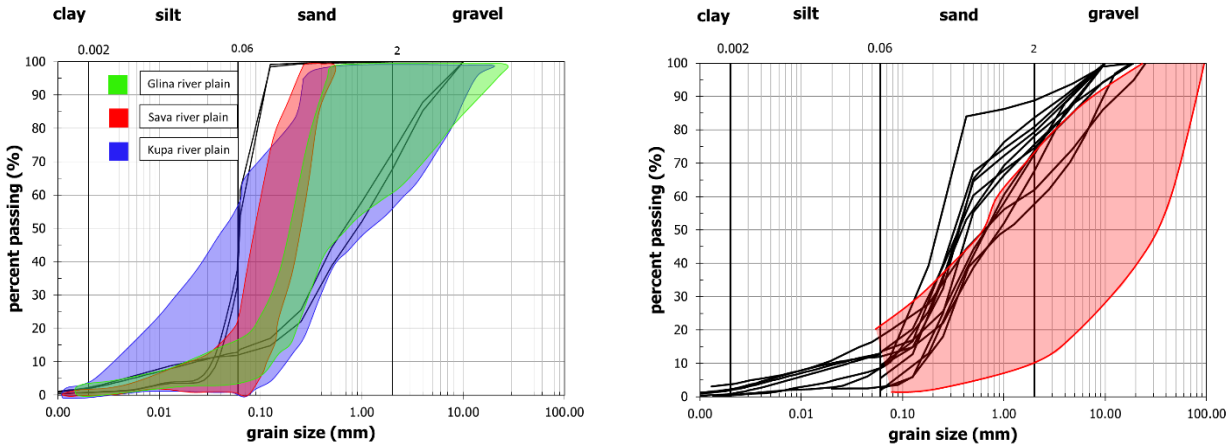
Si osserva che i depositi liquefatti associati al paleocanale del fiume Sava (in rosso in Figura 2a) sono più fini di quelli associati al paleocanale del fiume Glina (in verde in Figura 2a). Il contenuto di fine (FC) dei depositi del Sava, infatti, varia tra 5.07% e 41.79%, mentre i valori di FC del Glina sono compresi tra 5.40% e 19.91%. I depositi liquefatti del fiume Kupa ricadono entro un fuso molto più ampio e trasversale, che include alcuni dei campioni più fini (valori massimi di FC pari a 44.55% e 67.42%) e alcuni di quelli più grossolani (valori minimi di FC pari a 3.14% e 3.17%). Il valore di FC nel 75.3% dei casi (58 campioni) ricade in un intervallo compreso fra il 5% e il 15%, nel 10.4% dei casi (8 campioni) è compreso fra il 15% e il 35%, nel 7.8% dei casi (6 campioni) è minore del 5% e nel 6.5% dei casi (5 campioni) è maggiore del 35%. Emerge che i materiali più suscettibili alla liquefazione sono stati quelli con un contenuto di fine compreso tra il 5% e il 15%.

Per quanto riguarda le curve granulometriche dei 4 campioni associati ad altri tipi di depositi, si osserva che i 2 campioni associati a depositi di conoide alluvionale (o di terrazzo fluviale) sono i più fini tra tutti quelli considerati: il loro contenuto di fine è compreso fra il 63% e il 69% ed i depositi sono classificabili entrambi come sabbie con limo secondo la classificazione AGI e come silty sand (SM) e sandy silt (ML) secondo la classificazione USCS; essi fanno riferimento al sito 8 situato a nord della città di Glina. A sud della città di Petrinja 2 campioni associati ad una struttura tettonica rappresentano i campioni più grossolani con un contenuto di ghiaia compreso tra il 27.3% e il 32.2% e per questo classificabili come sabbia con ghiaia limosa e sabbia con ghiaia debolmente limosa.

Analizzando l'intero dataset, si osservano in totale 12 campioni il cui contenuto di ghiaia è superiore al 10%. Le corrispondenti curve granulometriche sono riportate nella Figura 2b, dove vengono confrontate con un fuso granulometrico (in rosso) relativo ai casi storici di liquefazione in ghiaia, elaborato da Rollins et al., (2021) e successivamente ripreso da Salvatore et al., (2022). Da questo confronto emerge che i 12 campioni

© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

inclusi nel database croato sono in accordo con quanto attualmente disponibile in letteratura per lo studio della suscettibilità a liquefazione delle ghiaie.



(a) (b)

Figura 2 Fusi granulometrici dei campioni eiettati associati ai 3 diversi paleocanali (a); confronto delle curve granulometriche relative alle liquefazioni in ghiaia del terremoto di Petrinja con il fuso della suscettibilità alla liquefazione dei materiali ghiaiosi sviluppato in Rollins et al., (2021) e Salvatore et al., (2022).

4. CONCLUSIONI

Nella zona oggetto di questo studio i sedimenti che sono stati maggiormente coinvolti nel fenomeno di liquefazione nel 2020 sono i depositi di paleocanale sepolti dei fiumi che attraversano la piana alluvionale. Fra questi, i più suscettibili a fenomeni di liquefazione sono stati quelli riconducibili al fiume Kupa, i quali avevano già dato storicamente fenomeni di liquefazione nel 1909 e a cui è stato associato il 67.95% dei campioni. Seguono i depositi di paleocanale del fiume Glina, ai quali è stato associato il 17.95% dei campioni e infine i depositi di paleocanale del fiume Sava, ai quali è stato associato il 14.10% dei campioni. Questi ultimi avevano già dato luogo a fenomeni di liquefazione a seguito del terremoto del 1880 di Zagabria. I 12 campioni con un contenuto di ghiaia superiore al 10% sono stati associati quasi totalmente ai depositi di paleocanale del fiume Kupa; solamente un campione è stato associato al fiume Glina e 2 sono stati associati ad una struttura tettonica. Di questi 12 campioni, 6 presentano un contenuto di ghiaia compreso fra il 10% e il 25% e gli altri 6 la contengono con una percentuale compresa fra il 25% e il 50%.

I dati granulometrici, mineralogici e petrografici (questi ultimi dati sono ancora molto parziali, in via di elaborazione) presenti nel database possono rappresentare un significativo contributo sia per implementare un database europeo (sul quale basare nuove correlazioni in grado di stimare il valore di diversi parametri legati al fenomeno della liquefazione) sia per condurre nella stessa area studi più approfonditi di natura geologica e geotecnica per identificare la profondità del livello sorgente andato in liquefazione e per assegnare con più precisione i diversi campioni di materiale liquefatto ai diversi paleocanali sepolti.

5. RINGRAZIAMENTI

Si rivolgono dei ringraziamenti, per la costruzione del database presentato, al Laboratorio di Geologia Applicata dell'Università degli Studi "G. d'Annunzio" Chieti-Pescara ed in particolare al Professore Nicola Sciarra e al tecnico Sandro Gabriele Toro, al Servizio Geologico Croato e al gruppo di emergenza EMERGEO dell'INGV.

6. BIBLIOGRAFIA

Ambraseys N.N. (1988). Engineering seismology. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 17 (1): 1-105.

© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

Amoroso S., Barbača J., Belić N., Kordić B., Brčić V., Budić M., Civico R., De Martini P.M., Hećej N., Kurečić T., Minarelli L., Novosel T., Palenik D., Pantosti D., Pucci S., Filjak R., Ricci T., Špelić M., Vukovski M. (2021). Liquefaction field reconnaissance following the 29th December 2020 Mw 6.4 Petrinja earthquake (Croatia). *Proc. EGU General Assembly 2021, online*; 19–30 Apr 2021, Abstract No. EGU21-16584. https://doi.org/10.5194/egusphere-egu21-16584

Baize S., Amoroso S., Belić N., Benedetti L., Boncio P., Budić M., Cinti F.R., Henriquet M., Jamšek Rupnik P., Kordić B., Markušić S., Minarelli L., Pantosti D., Pucci S., Špelić M., Testa A., Valkaniotis S., Vukovski M., Atanackov J., Barbača J., Bavec M., Brajkovič R., Brčić V., Caciagli M., Celarc B., Civico R., De Martini P.M., Filjak R., Iezzi F., Moulin A., Kurečić T., Métois M., Nappi R., Novak A., Novak M., Pace B., Palenik D., Ricci T. (2022). Environmental effects and seismogenic source characterization of the December 2020 earthquake sequence near Petrinja, Croatia. *Geophysical Journal International*, 230 (2): 1394–1418. https://doi.org/10.1093/gji/ggac123

Galli P. (2000). New Empirical Relationships between magnitude and distance for liquefaction, *Tectonophysics*. 324: 169-187.

Lai C.G., Bozzoni F., De Marco M.C., Zuccolo E., Bandera S., Mazzocchi G. (2018). LIQUEFACT Deliverable 2.4, GIS database of the historical liquefaction occurrences in Europe and European empirical correlations to predict the liquefaction occurrence starting from the main seismological information, V. 1.0.

Pollak D., Gulam V., Novosel T., Avanić R., Tomljenović B., Hećej N., Terzić J., Stipčević J., Bačić M., Kurečić, T. (2021). The preliminary inventory of coseismic ground failures related to December 2020 – January 2021 Petrinja earthquake series. *Geologia Croatica: Journal of the Croatian Geological Survey and the Croatian Geological Society* 74(2): 189-208. https://doi.org/10.4154/gc.2021.08

Rollins K.M., Roy J., Athanasopoulos-Zekkos A., Zekkos D., Amoroso S., Cao Z. (2021). A new dynamic cone penetration test-based procedure for liquefaction triggering assessment of gravelly soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 148 (6): 04021141. https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0002686

Salvatore N., Pizzi A., Rollins K.M., Pagliaroli A., Amoroso S. (2022). Liquefaction assessment of gravelly soils: the role of in situ and laboratory geotechnical tests through the case study of the Sulmona basin (Central Italy). *Italian Journal of Geosciences*, 141 (2): 216-229. https://doi.org/10.3301/IJG.2022.18

Seed R.B., Harder L.F. (1984). SPT-based analysis of cyclic pore pressure generation and undrained residual strength. in Proceedings, Seed Memorial Symposium, 1990, J. M. Duncan, ed., BiTech Publishers, Vancouver, British Columbia, pp. 351–76.

van Ballegooy S., Malan P., Lacrosse V., Jacka M.E., Cubrinovski M., Bray J.D., O'Rourke T.D., Crawford S.A., Cowane H. (2014). Assessment of liquefaction-induced land damage for residential Christchurch. *Earthquake Spectra*, 30 (1): 31-55.

XII Incontro Annuale dei Giovani Ingegneri Geotecnici. IAGIG 2023. Padova, 31 Maggio - 1 Giugno 2023
© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

PROGETTO DI PALI IN TERRENI LIQUEFACIBILI: UN CASO DI STUDIO

Elena Bandiera (elena.bandiera@teleios-ing.it)
TELEIOS srl. Società di Ingegneria

Marco Franceschini (marco.franceschini@teleios-ing.it)
TELEIOS srl. Società di Ingegneria

Federico Fiorelli (federico.fiorelli@teleios-ing.it)
TELEIOS srl. Società di Ingegneria

ABSTRACT. Una delle soluzioni più efficaci per la mitigazione degli effetti della liquefazione del terreno è l'adozione di fondazioni profonde. Nell'articolo che segue viene sintetizzata, e descritta attraverso un caso pratico progettuale, una procedura di analisi, definita dagli scriventi (Franceschini et al. 2022) e basata sui principali riferimenti bibliografici in materia, al fine di affrontare con un approccio globale i diversi aspetti geotecnici connessi al tema della progettazione di fondazioni profonde in terreni liquefacibili.

1. INTRODUZIONE

In siti caratterizzati da rischio di liquefazione, una delle soluzioni fondali più efficaci per mitigarne gli effetti consiste nell'impiego di pali di fondazione, la cui progettazione coinvolge aspetti e fenomeni geotecnici diversi. Tali aspetti vengono di seguito descritti attraverso il riferimento al caso del progetto di ampliamento e ristrutturazione del Palazzetto dello Sport di Cento (FE).

Il progetto ha previsto la costruzione di una nuova tribuna con due nuclei sismoresistenti in c.c.a., che costituiscono i principali elementi del sistema di controventamento adottato per incrementare la resistenza sismica dell'intera struttura. I nuclei sono inoltre progettati per sostenere la copertura, per cui assorbono la maggior parte delle forze sismiche globalmente agenti. Per ogni nucleo sismico è stata prevista una fondazione costituita da n. 24 pali FDP (Full Displacement pile) di diametro 600mm e una lunghezza di 22 m da p.c. La soletta di fondazione ha una dimensione di 12.10 x 9.20 m per uno spessore di 1.20 m.

Dalla parte opposta del palazzetto è presente la tribuna esistente, le cui fondazioni superficiali sono state rinforzate con micropali progettati con il medesimo approccio ma non trattate nel presente articolo.

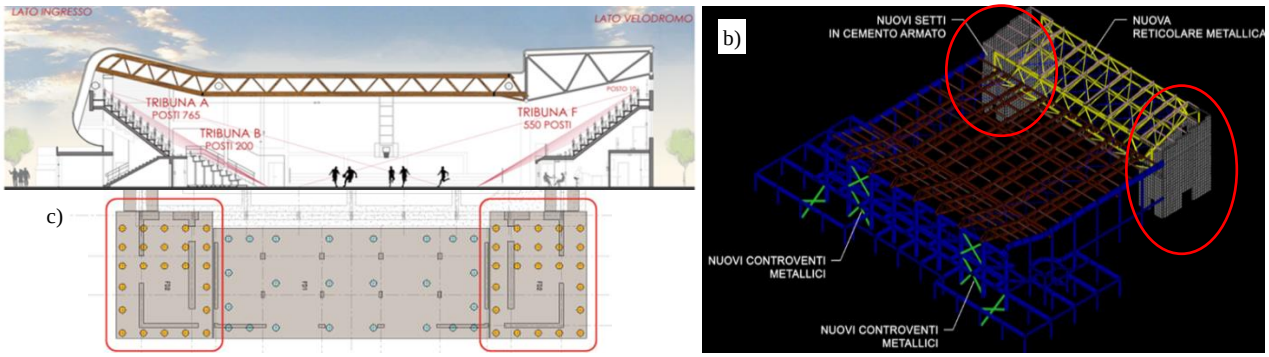


Figura 1. a) Sezione architettonica del Palazzetto dello sport: a destra la nuova tribuna. b) Vista 3d degli elementi strutturali del palazzetto: evidenziati i nuclei sismoresisitenti c) Planimetria fondazioni della nuova tribuna e dei nuclei.

2. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

La campagna di indagine eseguita in sito ha previsto complessivamente l'esecuzione di n.8 tra prove penetrometriche CPTu e SCPTu con piezocono sismico, n. 2 dilatometriche DMT, indagini geofisiche e di laboratorio, comprendenti anche prove dinamiche (colonna risonante RC e prove triassiali cicliche TX CYC).

La liquefazione è stata valutata con diversi approcci: dalle prove CPTu e DMT e dalle prove di laboratorio.

© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

È stato identificato un rischio di liquefazione alto, con l'indice di potenziale di liquefazione LPI variabile tra 8 e 18. Tale rischio è dovuto alla presenza di un orizzonte di sabbie sciolte, che si estende da 1 m a 6 m da p.c.

3.1 Modello geotecnico terreno liquefacibile

Il modello geotecnico del terreno in condizioni sismiche è stato definito tenendo conto degli effetti della liquefazione sulle caratteristiche meccaniche dei terreni, descrivendo gli strati di terreno liquefacibili in termini di parametri di resistenza e rigidezza modificati.

Per quanto riguarda la resistenza, si è fatto riferimento alla coesione non drenata residuale $s_{u(LIQ)}$, come proposta da Olson & Stark (2002), considerando il valore medio dell'intervallo (Bowen & Cubrinovski, 2008):

$$\frac{s_{u(LIQ)}}{\sigma'_{v0}} = 0.03 + 0.0143 \cdot q_{c1} \pm 0.03 \quad \text{per } q_{c1} \leq 6.5 \text{ MPa} \tag{1}$$

In condizione di liquefazione, i riscontri ottenuti da prove su pali in scala reale (Cubrinovski et al. 2009) mostrano un fattore di degradazione β della rigidezza del terreno liquefatto rispetto a quello naturale tipicamente variabile in un range compreso tra 1/50 ÷ 1/10. Estendendo i risultati di tale teoria, sviluppata per i metodi con curve "p-δ", agli approcci numerici BEM che sono stati impiegati in progetto, è stato applicato al modulo elastico inziale E_0 un fattore di degradazione pari a 1/50.

Tabella 1. Modello geotecnico – Condzioni sismiche.

Layer	Prof. da – a (m)	s_u (kPa)	Φ' (°)	E_0 (MPa)
Sabbie liquefacibili	1.00 – 6.00	1	-	2
Argille	6.00 – 11.00	30	-	90
Argille	11.00 – 18.00	75	-	105
Sabbie	18.00 – 26.00	-	32	135
Argille	26.00 – oltre	75	-	150

3. CAPACITA' PORTANTE ASSIALE

In condizioni statiche la portata limite dei pali è stata calcolata tramite correlazione diretta dalle prove CPTu, adottando il metodo di Elasmi & Fellenius modificato da Niazi (2013). Riferendosi a 6 tra le CPTu condotte in sito, sono risultati valori di $Q_{shaft,S}$ compresi tra 1390 kN e 1778 kN. La resistenza limite alla punta è stata determinata pari a $Q_{base,S}$ = 1190 kN.

La resistenza dei pali in condizione di liquefazione del terreno è strettamente legata allo sviluppo delle sovrappressioni neutre ed al rapporto di pressione interstiziale r_u. Infatti, mentre la liquefazione può facilmente avvenire negli strati incoerenti più superficiali, gli strati più profondi mostrano solitamente una maggiore resistenza dovuta a maggiori densità e pressioni efficaci. Ciò non esclude comunque la possibilità di sviluppo di sovrappressioni neutre in tali strati non liquefacibili e quindi una riduzione della resistenza del terreno.

Studi scientifici anche a carattere sperimentale (Madabushi et al. 2009; Rollins & Hollenbaugh, 2015) hanno dimostrato che la resistenza laterale dei pali in terreni soggetti a liquefazione si riduce in maniera significativa, pur non annullandosi completamente. Nel progetto in esame in ogni caso la stessa è stata cautelativamente trascurata. Adottando la stessa procedura di calcolo del caso statico, in condizioni sismiche è state definita una resistenza laterale limite $Q_{shaft,E}$ variabile tra 1070 kN e 1448 kN, con una valore medio di 1263 kN.

La resistenza alla punta in terreni liquefacibili $Q_{base,E}$, è correlata al suo corrispondente valore statico $Q_{base,S}$ in funzione dell'angolo di attrito ϕ del terreno sui cui si attesta la punta e del rapporto di pressione interstiziale $r_{u,base}$ calcolato a livello della punta del palo, quest'ultimo valutabile come il rapporto tra la profondità dello strato liquefacibile e la lunghezza del palo (Madabushi et al. 2009):

$$\frac{Q_{base,E}}{Q_{base,S}} = \left(1 - r_{u,base}\right)^{\frac{3-sin\phi}{3\cdot(1+sin\phi)}} \tag{2}$$

© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

Considerando quindi lo sviluppo delle sovrappressioni neutre anche nello strato di sabbie più profondo, è stato individuato un rapporto di pressione interstiziale alla base del palo $r_{u,base}$ pari a 0.238, da cui un rapporto tra la resistenza alla punta del palo in condizioni sismiche e statiche pari a 0.86. La resistenza limite alla punta in condizione sismiche si riduce a $Q_{base,E}$ = 1000 kN.

4. INSTABILITA'

L'innescarsi di fenomeni di liquefazione causa anche una significativa perdita di supporto laterale ai pali, che quindi sono suscettibili a crisi per instabilità. La formula classica di Eulero è stata aggiornata da Madabhushi et al. (2009) tenendo conto di una piccola, non nulla, rigidezza dello strato liquefatto attraverso il fattore $r_{u,base}$:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{(\beta \cdot r_{u,base} \cdot h)^2} \quad (3)$$

Dove E ed I sono il modulo elastico ed il momento di inerzia della sezione del palo, h è la lunghezza del palo e β è un fattore che tiene conto del grado di vincolo alle due estremità del palo.

Nella realtà i pali possono entrare in crisi per carichi assiali minori a quelli previsti dall'Eq. 3, a causa di imperfezioni ed effetti del secondo ordine amplificati dalle forze sismiche orizzontali. In accordo con Bhattacharya & Lombardi (2011), si considera applicato al carico critico un coefficiente riduttivo ψ =0.35.

In termini di snellezza λ, definita con le formule classiche, si è preso come riferimento il valore limite λ=75.

Poiché sia la capacità portante totale del palo Q che il carico critico P_{cr} dipendono da rapporto r_u, Madabushi et al. (2009) li hanno messi in relazione all'interno di una serie di grafici di supporto progettuale. Tali grafici, impiegati anche per lo specifico caso in oggetto, individuano un dominio di impiego del palo sulla base delle condizioni di liquefazione del sito, della geometria del palo (diametro D_0 e proprietà elastiche E, I), e un dato fattore di sicurezza (nel caso FOS=2). Il dominio è compiutamente definito introducendo la curva con andamento iperbolico di $r_{u,base}$, che lega lunghezza del palo allo spessore dello strato liquefacibile.

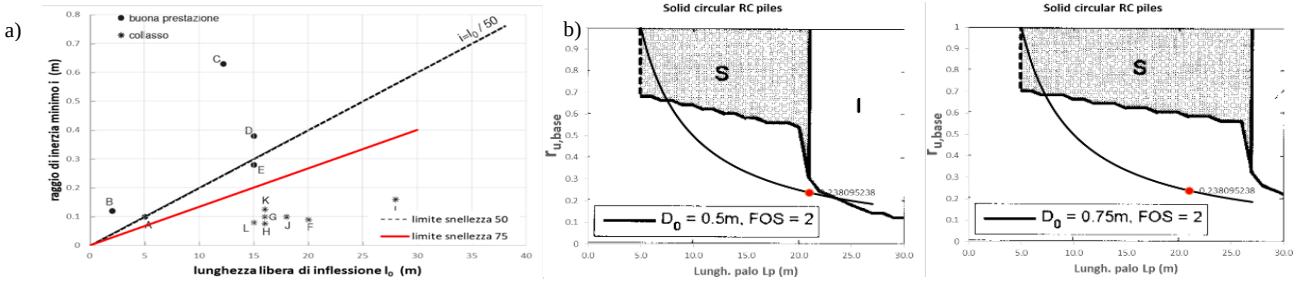


Figura 2. a) Snellezza limite – Dominio di ammissibilità: misura delle prestazioni di fondazioni profonde soggette a sisma. In rosso il valore limite proposto λ=75 (Bhattacharya & Lombardi, 2011). b) Grafici di progetto per un palo in c.a. (D_0= 0.5m e 0.75m) in sabbia (D_r= 35%) (Madabushi et al. 2009). Nell'area bianca il palo è verificato, nell'area "S" il palo è in crisi per capacità portante, in "I" per instabilità. In rosso le prestazioni dei pali FDP progettati sulla curva di $r_{u,base}$.

I pali di progetto sono stati considerati rigidamente connessi in testa dalla soletta fondale e, benché continuino negli strati argillosi non liquefacibili, è stata assunta una lunghezza equivalente (β·h) doppia rispetto alla lunghezza dello strato liquefacibile (5.0 m vedi Tabella 1). Date le proprietà elastiche del palo (E·I = 159.04 MNm^2), il rapporto interstiziale alla base ($r_{u,base}$ = 0.238) ed il coefficiente riduttivo ψ =0.35 è stato stimato il carico assiale ultimo pari a $P_{ult} \approx$ 96900 kN.

3. ANALISI E CALCOLO DEL GRUPPO DI PALI

Il contributo originale degli autori riguarda un'estensione delle teorie sopracitate, riferite al palo isolato, all'analisi del gruppo di pali. Ciò è stato fatto partendo dalla teoria di Cubrinovski et al (2009) al fine di trasporla da una soluzione per curve "p-δ" ad un modello continuo BEM di una palificata basato su rigidezze geotecniche. È stato impiegato il software di calcolo Repute (Basile, 1999; Bond & Basile, 2021), che ha premesso di tenere conto nelle analisi degli effetti di gruppo (mutua interazione, plasticizzazione, effetto shadowing). In accordo con il

© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

modello geotecnico (Tabella 1), per il terreno è stato assunto un legame costitutivo non lineare di tipo iperbolico. Sulla base dei carichi trasmessi dalla sovrastruttura, dalle analisi sono risultati i seguenti stati di sollecitazione e deformazione nei pali:

Tabella 2. Massime sollecitazioni e deformazioni sui pali da analisi BEM –Confronto condizioni statiche e sismiche.

Condizioni	Compr. (kN)	Traz. (kN)	Taglio (kN)	M. Flett. (kNm)	Ced. Vert. (mm)	Spost. Orizz.(mm)
Statiche	1047	-	81	47.7	6.9	0.5
Sismiche	964	15	79	209.7	5.9	11.2

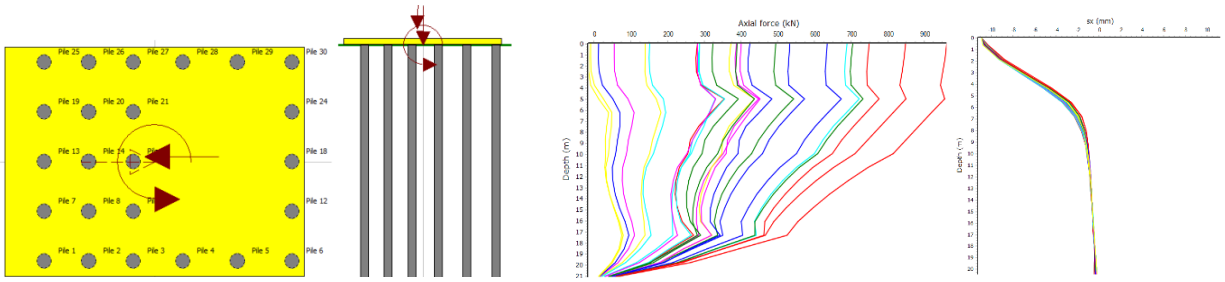


Figura 3. A sinistra, modello Repute: pianta e sezione fondazione nucleo. A destra, profilo degli sforzi assiali sui pali e spostamento orizzontale.

In conclusione, i pali progettati secondo lo schema proposto soddisfano i criteri di sicurezza. In accordo con le NTC 2018, la capacità portante è verificata con uno sfruttamento statico del 81% e sismico del 92%. La forza assiale agente in condizioni sismiche è poi compatibile con il carico critico legato ai fenomeni di instabilità. Sono state condotte con successo anche le verifiche strutturali dei pali, considerando le sollecitazioni taglianti e flettenti indotte dalle interazioni inerziali con la sovrastruttura.

4. CONCLUSIONI

Nel presente articolo è stato presentato un caso di studio riguardante la progettazione di pali in condizioni di liquefazione del terreno, relativo all'intervento di ampliamento e adeguamento sismico del Palazzetto dello Sport di Cento (FE). Il progetto è stato impostato sulla base di uno schema procedurale, definito dagli autori (Franceschini et al. 2022) e basato su teorie e riferimenti bibliografici in materia, che consente di affrontare - con un approccio unitario e globale - i diversi aspetti geotecnici connessi alla progettazione di pali in terreni liquefacibili: il modello geotecnico, la capacità portante assiale, nelle sue componenti laterale e di base, e l'instabilità.

5. BIBLIOGRAFIA

Basile F. (1999). Non-linear analysis of pile groups. *Proc. of Civil Eng., Geotech. Eng.*, 137(2): 105-115.

Bhattacharya S., Lombardi D. (2011). Sul comportamento sismico delle fondazioni su pali in terreni liquefacibili. *Rivista Italiana Di Geotecnica*, 2011(1): 23-34.

Bond A. J., Basile F. (2021). Repute 2.5, Software for pile design and analysis. Reference Manual, *Geocentrix Ltd*. UK.

Bowen H. J., Cubrinovski M. (2008). Pseudo-static analysis of piles in liquefiable soils: parametric evaluation of liquefied layer properties. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, Vol. 41, No. 4, December 2008.

Cubrinovski M., Ishihara K., Poulos H. (2009). Pseudostatic analysis of piles subjected to lateral spreading. *Special Issue Bulletin of NZ Society for Earthquake Engineering*.

Franceschini M., Fiorelli F., Bandiera E. (2022). A comprehensive design procedure for pile groups in liquefiable soils. *Proc. 5th International Symposium on Cone Penetration Testing CPT'22*. Bologna, 8 – 10 giugno 2022.

Madabhushi G., Knappett J., Haigh S. (2009). Design of pile foundations in liquefiable soils. *London Imperial College Press.*

Niazi F. S. (2013). An Update on Pile-CPTu Direct Correlations. *Ports 2013, ASCE*.

Olson S. M., Stark T. D. (2002). Liquefied strength ratio from liquefaction flow failure case histories. *Can. Geotech. J.*, 39: 629-647.

Rollins K.M., Hollenbaugh J.E. (2015). Liquefaction Induced Negative Skin Friction from Blast-induced Liquefaction Tests with Auger-cast Piles. *Proc. 6th Int. Conf. on Earth. Geotech. Enging.* Christchurch, New Zealand, 1-4 Nov. 2015.

XII Incontro Annuale dei Giovani Ingegneri Geotecnici. IAGIG 2023. Padova, 31 Maggio - 1 Giugno 2023
© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

UN METODO SEMPLIFICATO PER LA VALUTAZIONE DEL COMPORTAMENTO SISMICO DI UNA GALLERIA CIRCOLARE

Giuseppe Lombardi (giuseppe.lombardi@uniroma1.it)
Università di Roma "La Sapienza"

Davide Noè Gorini (davideno.gorini@uniroma1.it)
Università di Roma "La Sapienza"

Agnese Manelli (manelli.1825912@studenti.uniroma1.it)
Università di Roma "La Sapienza"

Luigi Callisto (luigi.callisto@uniroma1.it)
Università di Roma "La Sapienza"

ABSTRACT
Questo articolo illustra un'estensione dell'analisi statica non lineare, comunemente adoperata nell'analisi strutturale, alla valutazione delle sollecitazioni indotte da un evento sismico nel rivestimento di una galleria a sezione circolare. La risposta sismica del sistema galleria-terreno in direzione trasversale è descritta dalla curva di capacità, ottenuta attraverso un'analisi numerica *push-over* di un dominio piano comprendente la galleria e una grande porzione di terreno. La domanda sismica è invece rappresentata attraverso lo spettro elastico di risposta dell'azione considerata. Nell'articolo si illustra la struttura del metodo e se ne validano i risultati attraverso un confronto con le sollecitazioni ottenute svolgendo analisi dinamiche non-lineari in ambiente OpenSees.

1. INTRODUZIONE

Nella pratica progettuale le sollecitazioni indotte da un evento sismico nel rivestimento di una galleria vengono valutate attraverso metodi semplificati, nei quali l'interazione tra il terreno e il rivestimento è trascurata, oppure è riprodotta attraverso semplici molle lineari di incerta calibrazione. Ad oggi, un affinamento delle previsioni comporta lo sviluppo di analisi dinamiche nel dominio del tempo su modelli numerici accoppiati: manca quindi un livello di analisi di complessità intermedia, che da un lato risulti di impiego sufficientemente agevole, e dall'altro comporti una rappresentazione realistica dei fenomeni di interazione terreno-struttura.

La procedura illustrata in questo lavoro estende al caso della riposta trasversale di gallerie con sezione circolare il *capacity spectrum method* (Freeman, 2004) utilizzato per l'analisi statica non lineare delle strutture. In questo metodo un sistema a molti gradi di libertà viene ricondotto a un sistema equivalente con un solo grado di libertà (SDOF), caratterizzato da una curva di capacità ottenuta da un'analisi statica incrementale (*push-over*) su un dominio piano galleria-terreno. La domanda sismica è invece rappresentata dallo spettro elastico dell'azione considerata, che contiene le azioni sismiche di base modificate per effetto della risposta sismica locale. Le sollecitazioni nel rivestimento si ottengono rappresentando la curva di capacità e lo spettro elastico di risposta nel piano accelerazione-spostamento (AD) e ricercando, attraverso una procedura iterativa, lo spostamento e l'azione sismica compatibili con la domanda sismica e con la capacità del sistema.

2. MODELLO NUMERICO

La Figura 1.a mostra il caso di studio analizzato e la sua discretizzazione agli elementi finiti. Il dominio, sviluppato in condizioni di deformazione piana, ha un'estensione di 80 m × 60 m; la galleria ha un diametro di 7 m e il suo asse è ubicato alla profondità 30 m, mentre il rivestimento in calcestruzzo armato ha uno spessore di 0.5 m.

Il modello numerico è stato creato sviluppando in ambiente Matlab un generatore parametrico di reticoli di elementi finiti. Il reticolo è stato poi importato in OpenSees (McKenna, 1997) per lo svolgimento delle analisi numeriche. Nella discretizzazione del terreno sono stati adoperati elementi finiti quadrangolari a quattro nodi, con integrazione ridotta, caratterizzati da un singolo punto di integrazione nel centro (elementi SSPbrick). Per il rivestimento sono stati impiegati invece elementi lineari elastici a due nodi (elementi ElaticBeamColumn). Il deposito è costituito da uno strato di terreno uniforme il cui comportamento meccanico è stato riprodotto tramite il

© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

legame elasto-plastico incrudente PDMY (Yang et al., 2003). In Figura 1.b è riportata la distribuzione della rigidezza a piccole deformazioni del banco al variare della profondità.

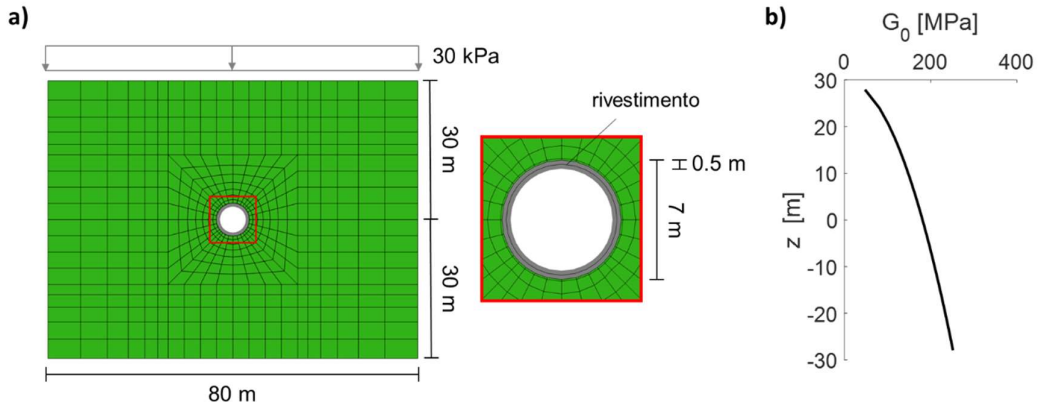


Figura 1: a) dimensioni del modello e discretizzazione agli elementi finiti, b) distribuzione della rigidezza a piccole deformazioni con la profondità

2. DETERMINAZIONE DELLA CURVA DI CAPACITÀ

L'analisi di *push-over* è stata svolta successivamente alla simulazione delle fasi costruttive, che per brevità non sono discusse in questo lavoro. Nell'analisi vengono applicate staticamente all'intero sistema forze d'inerzia proporzionali ai pesi, secondo un fattore di proporzionalità (coefficiente sismico k_h) che viene incrementato progressivamente fino al raggiungimento della capacità del sistema. La distribuzione di k_h viene scelta in maniera da simulare i principali caratteri della risposta dinamica del sistema, e in particolare per riprodurre una deformazione simile a quella associata al primo modo di vibrazione, a cui è associata una dominante percentuale di massa partecipante uguale al 79,6%. L'analisi modale del caso in esame è stata svolta in ambiente OpenSees.

La Figura 2 mostra un confronto tra la deformata modale del dominio e la deformata ottenuta applicando una distribuzione triangolare del coefficiente sismico, da cui risulta evidente che la distribuzione scelta per k_h riproduce correttamente la deformata modale di interesse.

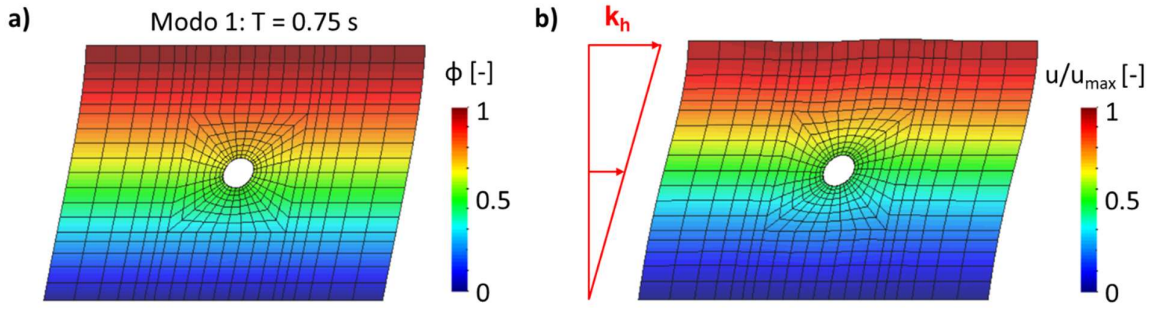


Figura 2:a) deformata modale del dominio relativa al primo modo, b) analisi statica non lineare con distribuzione triangolare di k_h e relativo campo di spostamento normalizzato

Nell'analisi statica di *push-over*, si incrementano progressivamente i valori di k_h mantenendo la distribuzione prescelta e si ottengono i corrispondenti valori dello spostamento orizzontale della galleria e delle caratteristiche delle sollecitazioni nel rivestimento. In particolare, la curva di capacità, mostrata in Figura 3.a, rappresenta il legame fra il valore di k_h applicato alla profondità in corrispondenza dell'asse della galleria e lo spostamento orizzontale del rivestimento. La Figura 3.b mostra, a titolo di esempio, il corrispondente legame, ottenuto dalla stessa analisi, tra k_h e il momento flettente e tra k_h e lo sforzo normale nella sezione più sollecitata del rivestimento.

© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

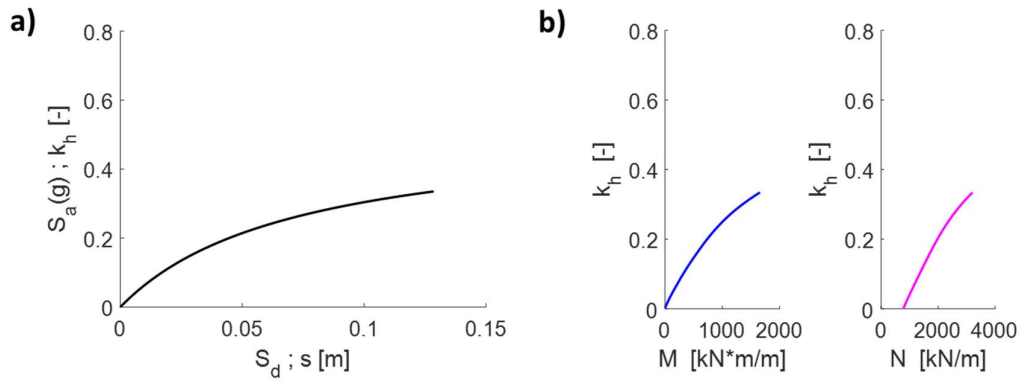


Figura 3: a) curva k_h - spostamento orizzontale del rivestimento, b) curve k_h - momento flettente e k_h - sforzo normale nella sezione più sollecitata del rivestimento

2. DOMANDA SIMICA

Nel metodo proposto, la domanda sismica è rappresentata dallo spettro elastico di risposta dell'azione considerata. Ai fini della validazione del modello, questa è stata ricavata, a partire da una specifica registrazione sismica (Yamakoshi, RSN 4868, https://ngawest2.berkeley.edu/) attraverso un'analisi di risposta sismica condotta su una colonna di free-field estratta dal modello numerico completo.

In Figura 4 è mostrata la registrazione sismica originaria (Fig. 4.a) e lo spettro elastico di risposta ottenuto dall'analisi alla quota dell'asse della galleria, rappresentato per un rapporto di smorzamento ξ pari al 5% (Fig. 4.b).

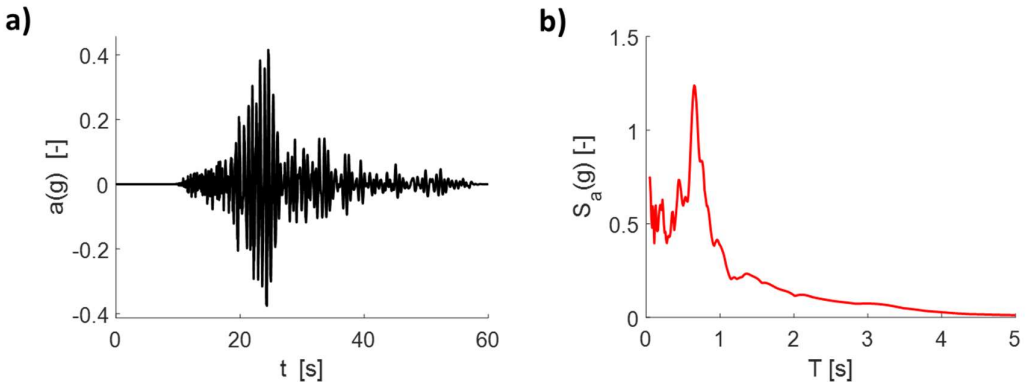


Figura 4: a) accelerogramma di input, b) spettro elastico di risposta alla quota della galleria per ξ = 5%

3. IMPLEMENTAZIONE E VALIDAZIONE DEL METODO

Il metodo proposto consiste nella sovrapposizione della curva di capacità e della domanda sismica nel piano AD, ricercando l'intersezione tra domanda e capacità a parità di rapporto di smorzamento mediante l'implementazione di una procedura iterativa: fissato un valore di tentativo per ξ, si determina un primo punto di intersezione; applicando la regola di scarico e ricarico di Masing alla curva di capacità a partire dal punto di intersezione si ricava un nuovo valore del rapporto di smorzamento che consente l'aggiornamento dello spettro elastico di risposta e quindi la determinazione di un nuovo punto di intersezione; la procedura si arresta quando i valori di ξ ottenuti in due iterazioni successive risultano simili. Le sollecitazioni nel rivestimento della galleria sono quelle corrispondenti al coefficiente sismico trovato al termine dell'iterazione (Figura 5).

Con riferimento al caso di studio illustrato in precedenza, la procedura proposta è stata validata confrontandone i risultati con quelli ottenuti in un'analisi dinamica nel dominio del tempo, svolta applicando la registrazione sismica di input (Figura 4.a) alla base del dominio rappresentato in Figura 1.a.

© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

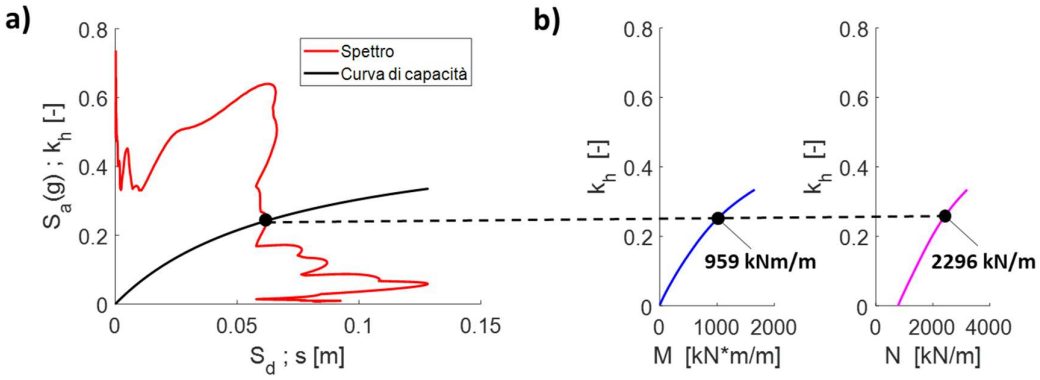


Figura 5:a) punto di intersezione tra capacità e domanda all'ultima iterazione della procedura, b) corrispondenti valori di momento flettente e sforzo normale nella sezione più sollecitata del rivestimento

A titolo di esempio, la Figura 6 mostra le storie temporali del momento flettente *M* e dello sforzo normale *N* agenti nella zona più sollecitata del rivestimento. Si osserva come la procedura semplificata sovrastima del 10% il massimo valore istantaneo di *M* ottenuto dall'analisi dinamica, mentre *N* viene sottostimato di circa il 20%. L'accordo fra il metodo semplificato e i risultati delle analisi dinamiche appare quindi soddisfacente.

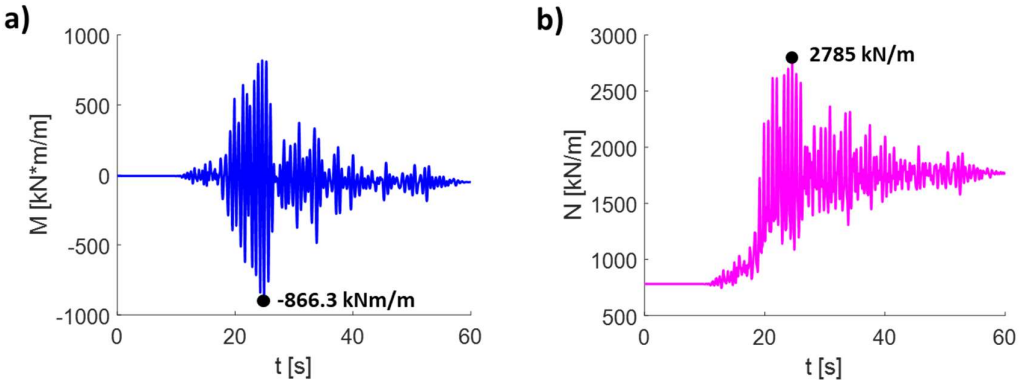


Figura 6: a) storia temporale del momento flettente e b) storia temporale dello sforzo normale agenti nella sezione più sollecitata del rivestimento

3. CONCLUSIONI

Il progetto di una galleria per azioni statiche si basa quasi sempre su un un'analisi numerica di interazione fra terreno e rivestimento, svolta in condizioni di deformazione piana. Il metodo proposto per la valutazione delle sollecitazioni sismiche non richiede lo svolgimento di analisi dinamiche, ma una semplice estensione delle analisi di progetto, in cui allo stesso modello si applichino staticamente forze d'inerzia crescenti, distribuite secondo il profilo mostrato in Figura 2.b. Il confronto mostrato nel paragrafo precedente appare promettente. Ulteriori analisi consentiranno la validazione del metodo e il suo impiego pratico, nel quale la domanda sismica sia definita attraverso spettri elastici di risposta di progetto.

3. BIBLIOGRAFIA

Freeman, S. A. (2004). Review of the development of the capacity spectrum method. *ISET Journal of Earthquake Technology*, *41*(1), 1-13.

McKenna, F. T. (1997). *Object-oriented finite element programming: frameworks for analysis, algorithms and parallel computing*. University of California, Berkeley.

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.

© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

VALUTAZIONE PRELIMINARE DELLA RISPOSTA SISMICA DELLE OPERE SOTTERRANEE PRESSO IL PUNTO 5 DEL CERN

Ugo Carmando[1] (ugo.carmando@unina.it), Gianluca Bella[2] (gianluca.bella@pini.group), Antonio Bilotta[1] (antonio.bilotta@unina.it), Emilio Bilotta[2] (emilio.bilotta@unina.it), Marco Andreini[3] (marco.andreini@cern.ch), Luca Sironi[3] (luca.sironi@cern.ch), Jonathan Knappett[4] (j.a.knappett@dundee.ac.uk), Ahmed Mubarak[4] (a.mubarak@dundee.ac.uk), Pieter Mattelaer[3] (pieter.mattelaer@cern.ch), Saverio La Mendola[3] (saverio.la.mendola@cern.ch), Martin Gastal[3] (martin.gastal@cern.ch), Matteo Falanesca[2] (matteo.falanesca@pini.group), Filippo Gianelli[2] (filippo.gianelli@pini.group), Davide Merlini[2] (davide.merlini@pini.group)

[1] *Università di Napoli Federico II, Napoli, Italia*
[2] *Pini Group SA, Lugano, Svizzera*
[3] *CERN - European Organisation for Nuclear Research, Ginevra, Svizzera*
[4] *Università di Dundee, Dundee, Regno Unito*

ABSTRACT. Situato presso il CERN di Ginevra, il *Large Hadron Collider* (LHC) è il più grande acceleratore di particelle al mondo ed è costituito da un anello sotterraneo di 27 km dotato di 8 punti sperimentali. In tale contesto, l'*High-Luminosity Large Hadron Collider* (HL-LHC) è un recente progetto finalizzato al miglioramento dell'esistente LHC che richiede nuove strutture sotterranee presso i punti sperimentali 1 (ATLAS, Svizzera) e 5 (CSM, Francia). Il presente articolo illustra i risultati preliminari della risposta sismica di alcune opere al punto 5. A tal fine sono state eseguite analisi dinamiche agli elementi finiti (FE), modellando il comportamento non lineare delle differenti unità geologiche incontrate, applicando una serie di segnali di ingresso conformi allo spettro di progetto. I risultati trovano la loro applicazione nella definizione dei requisiti di sicurezza sismica per le infrastrutture e gli impianti sensibili situati all'interno delle opere sotterranee in condizioni geologiche complesse.

1. INTRODUZIONE

Il CERN è un'organizzazione internazionale dotato del più grande acceleratore di particelle sotterraneo ad oggi esistente, posto su entrambi i lati del confine tra Svizzera e Francia (Figura 1). Le ricerche scientifiche saranno ulteriormente implementate grazie alla realizzazione di nuove opere in superficie e sotterranee presso i punti 1 e 5 (Tabella 1) nell'ambito del progetto HL-LHC.

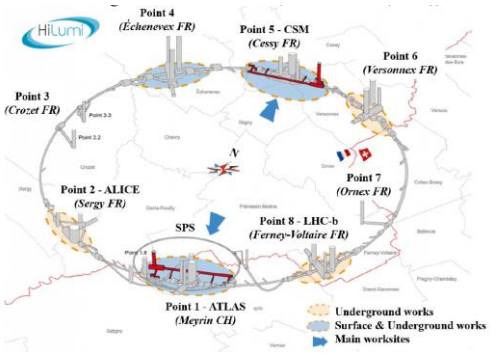


Figura 1. Vista globale del Progetto HL-LHC (Merlini et al., 2022).

Tabella 1. Principali opere sotterranee al Punto 5.

ID	Opera sotterranea	Specifiche
PM57	Pozzo	H≈60m, Ø 12m
US57/UW57	Caverne	L≈50m, A_{scavo} ≈270m^2
UR55	Galleria tecnica	L≈300m, A_{scavo} ≈40m^2
UA57 /UA53	Gallerie di servizio	L≈50m, A_{scavo} ≈45m^2
UL57/UL53	Gallerie di servizio	L≈50m, A_{scavo} ≈20m^2
UPR53/UPR57	Gallerie d'emergenza	L≈25m, A_{scavo} ≈25m^2
-	16 cunicoli di collegamento	H ≈ 5m, Ø 1.7 m

Il presente lavoro illustra i risultati preliminari di uno studio volto a investigare il comportamento alle azioni sismiche di due caverne profonde ravvicinate in corrispondenza del Punto 5, poste in formazioni geologiche complesse ed eterogenee. Gli obiettivi finali delle analisi sono la definizione dei requisiti di sicurezza sismica per le opere sotterranee così come la definizione dei requisiti per le strumentazioni situati al loro interno.

2. LOCALIZZAZIONE DEL SITO E DESCRIZIONE DEL MODELLO NUMERICO

Il sito è ubicato in una zona costituita da uno strato superiore di morena quaternaria che sovrasta una formazione sedimentaria costituita da molasse caratterizzate dalla presenza di orizzonti eterogenei di arenarie e

© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

marne con possibile presenza di minerali argillosi potenzialmente rigonfianti (illite/smectite) e potenzialmente contenente idrocarburi (Kurzweil, 2004; Merlini *et al.*, 2022). Le opere in sotterraneo in questione hanno una copertura di ca. 60 m e sono state realizzate all'interno della molassa, ad eccezione dei primi 20 m del pozzo PM57 il quale ricade nelle unità moreniche. Le molasse sono caratterizzate da bassa permeabilità. Il punto 5 ricade in zona 3 ("sismicità moderata") secondo le norme Francesi applicabili e l'azione sismica, definita in termini di accelerazione di picco al suolo di riferimento (PGA) su terreno di tipo A, è valutata pari a 0.090 g, 0.112 g, 0.135 g e 0.159 g per periodi di ritorno rispettivamente pari a 243 anni, 475 anni, 821 anni e 1303 anni.

2.1 Modellazione agli Elementi Finiti

Lo studio della risposta all'azione sismica è stato eseguito con riferimento a due caverne tecniche esistenti denominate UXC55, ricorrendo ad analisi numeriche bidimensionali agli elementi finiti mediante il codice di calcolo PLAXIS v.20 (Figura 2). I rivestimenti delle cavità sono modellati con elementi elastici a piastra (Tabella 2). Il modello è suddiviso in tre strati principali, a partire dall'alto: *i)* depositi morenici da 0 m a -50 m; *ii)* molassa suddivisa in sotto-strati, da -50 m a -100 m; *iii)* molassa di media rigidezza, da -100 m a -170 m. A ciascuna litologia di terreno/roccia sono state assegnate le rispettive proprietà geotecniche valutate sia da indagini geognostiche che dal riscontro degli scavi. Tutti le unità sono state modellate mediante con criterio di rottura Hardening Soil isotropo elasto-plastico, non lineare e incrudimento isteretico come riportato in Tabella 3 (Benz *et al*. 2009).

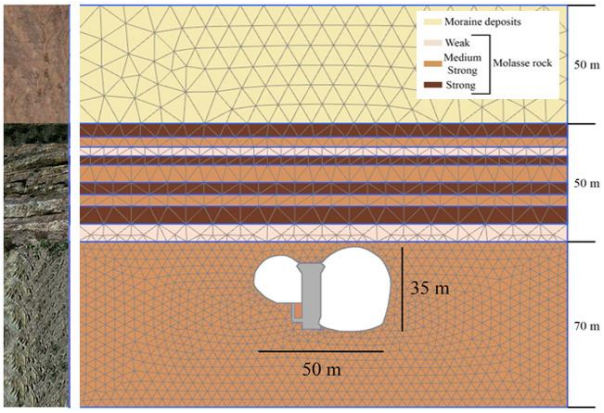


Figura 2. Modello 2D Plaxis: stratigrafia e mesh in corrispondenza delle due caverne UXC55.

Tabella 2. Proprietà meccaniche per le cavità UXC55.

Parametro	Unità	Shotcrete C35/54	Concrete C50/60
γ	kN/m^3	25	25
E	kN/m^2	$34.63 \cdot 10^6$	$37.24 \cdot 10^6$
EA	kN/m	$45 \cdot 10^6$	$230 \cdot 10^6$
EI	$kN/m^2/m$	$6.34 \cdot 10^6$	$739 \cdot 10^6$

Tabella 3. Proprietà geotecniche delle unità al Punto 5.

Parametro	Unità	Morena	Molassa		
			Weak	Medium strong	Strong
γ_{sat}	$[kN/m^3]$	23	24	24	24
E_{50}^{ref}	$[kN/m^2]$	$30 \cdot 10^3$	$340 \cdot 10^3$	$1.2 \cdot 10^6$	$2.42 \cdot 10^6$
E_{oed}^{ref}	$[kN/m^2]$	$30 \cdot 10^3$	$340 \cdot 10^3$	$700 \cdot 10^3$	$1.8 \cdot 10^6$
E_{ur}^{ref}	$[kN/m^2]$	$60 \cdot 10^3$	$680 \cdot 10^3$	$2.4 \cdot 10^6$	$4.84 \cdot 10^6$
G_0^{ref}	$[kN/m^2]$	$92 \cdot 10^3$	$2.24 \cdot 10^6$	$2.72 \cdot 10^6$	$4.1 \cdot 10^6$
$\gamma_{0.7}$	[-]	$0.09 \cdot 10^{-3}$	$1.2 \cdot 10^{-3}$	$1.2 \cdot 10^{-3}$	$1.2 \cdot 10^{-3}$
c'_{ref}	$[kN/m^2]$	0	140	792	1660
φ'	[°]	35	18	50	53
ψ	[°]	0	0	0	0
v	[-]	0.30	0.25	0.25	0.25
m	[-]	0.5	0.0	0.7	0.7

Sono state definite inoltre le condizioni al contorno statiche che limitano gli spostamenti orizzontali e verticali alla base e gli spostamenti orizzontali su entrambi i lati. È stata adottata una maglia di elementi triangolari opportunamente infittita nelle zone d'interesse. I bordi verticali del modello sono stati impostati a cinque volte la profondità della caverna per ridurre l'effetto della riflessione delle onde al contorno nell'area di interesse (Visone *et al*., 2010). Gli input sismici sono stati recuperati dall'Engineering Strong-Motion Database (ESM) in modo da essere compatibili con lo spettro orizzontale di progetto previsto dall'Eurocodice 8 per un terreno di tipo "A" con vita nominale di 100 anni; pertanto, l'accelerazione di picco al suolo è stata scalata a 0.15 g. La storia temporale dell'accelerazione in ingresso è stata applicata alla base del modello e le condizioni al contorno laterali sono state impostate come equivalenti a una condizione di campo libero. Opportune fasi di calcolo preliminari hanno consentito di riprodurre lo stato geostatico, mentre successive fasi hanno simulato lo scavo delle cavità e l'installazione dei rivestimenti/supporti.

© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

2.2 *Segnali sismici in ingresso*

In Tabella 4 sono riportati i cinque accelerogrammi selezionati dal database ESM (Luzi *et al.,* 2020) ed applicati alla base del modello: nello specifico, è stata applicata la componente orizzontale dell'accelerazione massima prodotta da un evento sismico e registrata su roccia (PGA) Nelle simulazioni è utilizzato lo schema di integrazione di Newmark, stimando un passo temporale pari a 0.005s tale da modellare accuratamente la propagazione delle onde e ridurre l'errore dovuto all'integrazione delle funzioni della storia temporale in base alle proprietà del materiale e alle dimensioni dell'elemento.

Tabella 4. Segnali sismici selezionati.

Accelero-gramma	Data evento	Etichetta componente di registrazione	PGA [g]	Intensità di Arias [m/s]	Durata Significativa [s]
Friuli	15/09/1976	HNN	0.128	0.095	2.850
Centro Italia	30/10/2016	HNE	0.146	0.183	7.255
Islanda_1	17/06/2000	HN2	0.123	0.165	3.595
Islanda _2	17/06/2000	HN3	0.155	0.192	3.795
Islanda _5	29/05/2008	HN2	0.130	0.112	3.935

3. RISULTATI

3.1 *Applicazione dell'accelerazione pseudo-spettrale del sisma del Friuli 1976*

La Figura 5 mostra un confronto in termini di accelerazione pseudo-spettrale (PSA) in funzione del suo periodo di vibrazione (T): essa è calcolata lungo tre assi verticali, ossia lungo la cavità principale, a 90 m e a 300 m di distanza da essa. L'amplificazione dell'accelerazione rispetto al basamento roccioso ("*Bedrock*"), è calcolata in punti rappresentativi del modello, ubicati alla base delle alternanze ("*Bottom border molasse-molasse*"), al bordo superiore delle alternanze ("*Upper border moraine-molasse*") e al piano campagna ("*Ground level*"). I due assi centrali (0 e 90 m) sono interessati dalla presenza delle cavità. Il basamento della cavità UXC55 mostra un'amplificazione maggiore rispetto alla roccia circostante a periodi molto bassi (picco a 0.15s). Dal confronto con un punto in calotta, appare chiaro che gli spettri di risposta cambiano con la posizione lungo il perimetro della sezione trasversale della cavità.

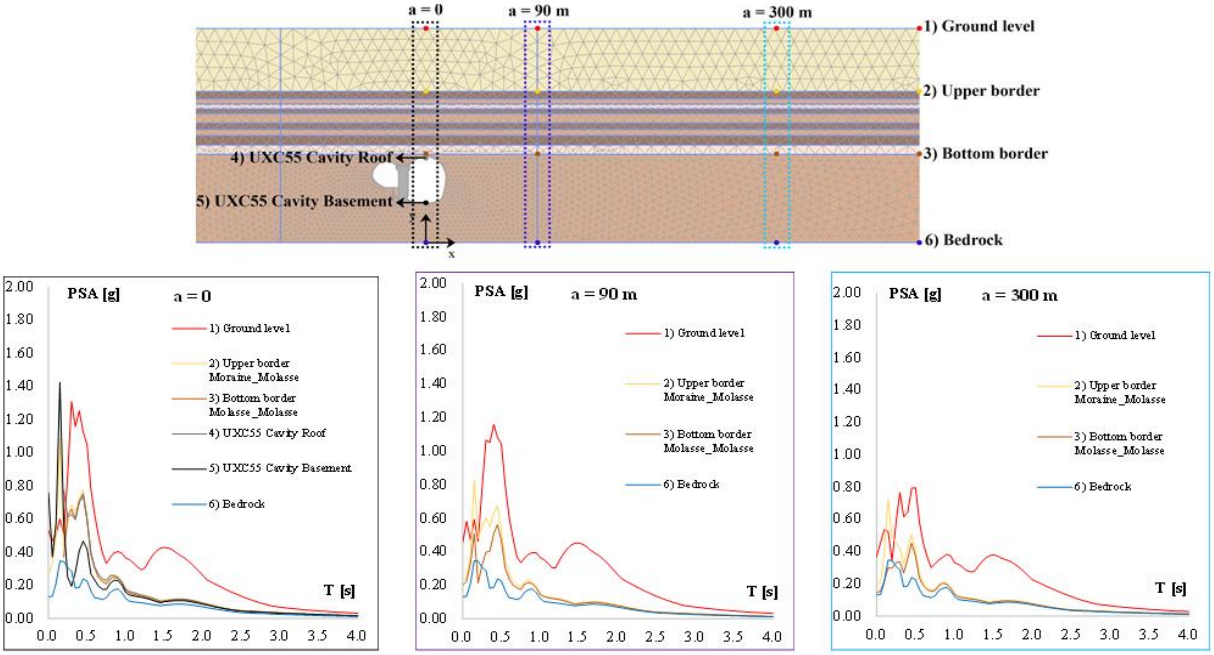


Figura 3. Valori di PSA lungo tre assi verticali, relativi al segnale del Friuli 1976, in punti significativi del modello.

3.2 *Confronto tra i segnali in ingresso*

I risultati ottenuti utilizzando l'intero set di segnali in ingresso sono riportati nella Figura 4 in termini di spettri di risposta. Sul perimetro della cavità (sia al basamento che in calotta) gli spettri di risposta mostrano un

© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

picco maggiore intorno a 0.15s, che corrisponde al periodo predominante dei segnali di ingresso; un secondo picco, intorno a 0.5s, appare predominante nella risposta degli strati rocciosi ("*Upper border*" e "*Bottom border*"). Ciò sembra indicare una risposta piuttosto rigida del sistema di cavità che potrebbe essere influenzata dal comportamento rigido del pilastro in calcestruzzo largo 7 m e alto 28 m che separa le due cavità. Un confronto diretto tra gli spettri medi in corrispondenza del basamento e della calotta della cavità UXC55 conferma che la risposta spettrale è influenzata dalla posizione lungo il perimetro della sezione trasversale della cavità.

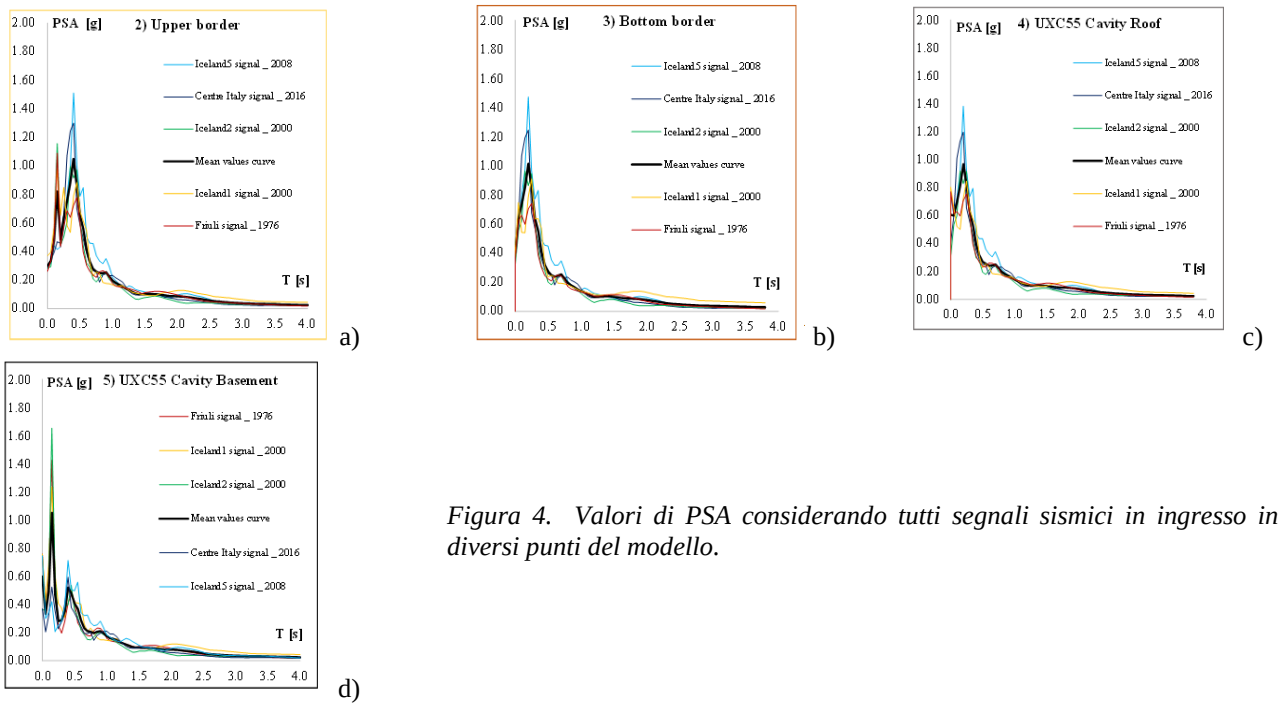


Figura 4. Valori di PSA considerando tutti segnali sismici in ingresso in diversi punti del modello.

4. CONCLUSIONI

Nel presente studio vengono esposte le analisi numeriche preliminari applicate ad un'ampia infrastruttura sotterranea ubicata presso il CERN. Differenti segnali sismici in ingresso sono stati applicati al *bedrock* e propagati fino al piano campagna, valutando gli effetti sulle opere in oggetto. I risultati delle analisi dinamiche mostrano come la risposta sismica varia lungo il perimetro delle cavità studiate. Pertanto, una valutazione approfondita di tale risposta sismica delle opere sotterranee del CERN contribuisce a una stima più accurata della sicurezza strutturale e dei requisiti di integrità funzionale delle apparecchiature e impianti, unici nel loro genere, ivi ospitati. Sviluppi futuri terranno faranno uso di un maggior numero di segnali di ingresso per tenere in opportuna considerazione le incertezze del rischio sismico dell'area. Verranno infine effettuate analisi FEM tridimensionali per valutare la risposta delle cavità anche lungo il proprio asse longitudinale.

5. BIBLIOGRAFIA

Benz T., Vermeer P.A., Schwab R. (2009). A small – strain overlay model. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomachanics,* 33(1): 25-44.

Kurzweil H. C. (2004). The LHC-Project of CERN – Large Caverns in Soft Rock. A Challenge for Scientists and Engineers, GEOCONSULT Consulting Engineers, 2004.

Luzi L., Lanzano G., Felicetta C., D'Amico M. C., Russo E., Sgobba S., Pacor F. & ORFEUS Working Group 5. (2020, July 10). Engineering Strong Motion Database (ESM), version 2.0 (Version 2.0). Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV).

Merlini D., Gianelli F., Falanesca M., Bella G., Hernandez A.L. (2022). CERN, HL-LHC Project: Numerical Modelling and Design Challenges for the New Underground Facilities at Point 5. *Proc. IACMAG 2022. Lecture Notes in Civil Engineering, 3: 413-421, Springer.*

Visone C., Bilotta E., De Magistris F. S. (2010). One – Dimensional Ground Response as a Preliminary Tool for a Dynamic Analyses in Geotechnical Earthquake Engineering. *Journal of Earthquake Engeneering,* 14: 131-162.

XII Incontro Annuale dei Giovani Ingegneri Geotecnici. IAGIG 2023. Padova, 31 Maggio - 1 Giugno 2023
© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

ANALISI DI LIQUEFAZIONE: UN CASO DI UN PONTE AUTOSTRADALE

Rossana Moraca, Piero Bongio, Maria Elena D'Effremo
(rossana.moraca@tecneautostrade.it, piero.bongio@autostrade.it, mariaelena.d'effremo@tecneautostrade.it)

Tecne Gruppo Autostrade per l'Italia S.p.A.

Riccardo Castellanza, Gabriele Frigerio, Francesca Romice
(riccardo.castellanza@unimib.it, frigerio@eg4risk.com, f.romice@campus.unimib.it)

Università Bicocca Milano

ABSTRACT. L'articolo presenta un caso di liquefazione dei terreni in corrispondenza di un ponte autostradale. Al fine di verificare la suscettibilità del sito a liquefazione sono state eseguite delle analisi dinamiche 2D del complesso opera-terreno. La modellazione del comportamento dello strato di terreno liquefacibile è stata simulata mediante l'utilizzo di modelli costitutivi avanzati, calibrando i parametri in input sulla base di prove dinamiche di laboratorio. L'articolo mette in evidenza gli effetti della liquefazione sull'opera ed evidenzia l'importanza di eseguire, al fine di migliorare la previsione della risposta del sito, una accurata calibrazione dei parametri geotecnici da utilizzare per la modellazione numerica. Ad oggi sono ancora in corso degli approfondimenti che consentiranno di valutare l'eventuale necessità di interventi di rinforzo.

1. INTRODUZIONE

Le NTC2018 e le Linee Guida per la Valutazione di Sicurezza dei Ponti Esistenti rendono necessarie le verifiche in fondazione in presenza di suscettibilità alla liquefazione. L'opera oggetto di tale articolo è collocata in un'area suscettibile a liquefazione, per cui risulta importante valutare gli effetti indotti al fine di verificare la stabilità della fondazione e la sua capacità resistente sotto carichi sismici.

2. CASO DI STUDIO: INQUADRAMENTO GENERALE

L'opera in esame, il cui primo impianto risale alla fine degli anni '50, è costituita da un impalcato in c.a. in semplice appoggio sulle spalle fondate su pali di diametro ϕ400 e lunghezza L= 7.5 m. Negli anni '90, a seguito degli ampliamenti per la terza corsia, è stato realizzato un allargamento in acciaio dell'impalcato e delle corrispondenti spalle, quest'ultime fondate su micropali ϕ 220 di lunghezza L=17m.

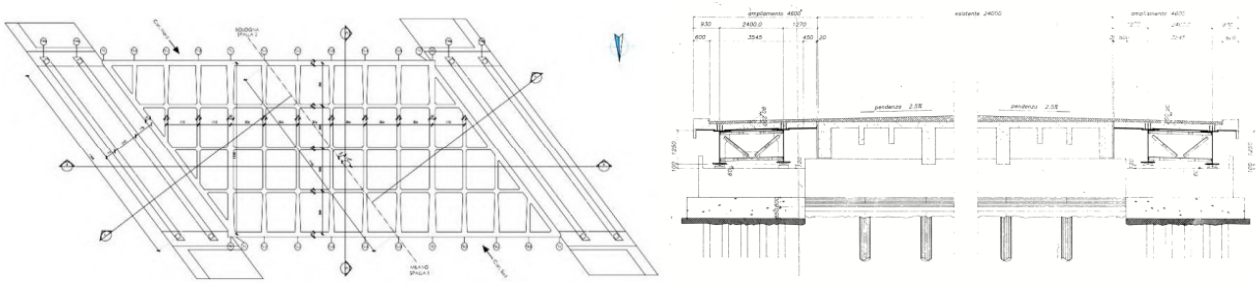


Figura 1. Pianta dell'opera sulla dx e sezione trasversale dell'attuale configurazione dell'opera a sx (opera storica al centro ed allargamenti simmetrici sulle due carreggiate).

Il sito è stato oggetto di due campagne di indagine volte alla definizione delle caratteristiche del sottosuolo. Dalle carte geologiche a disposizione e confermato dalle indagini eseguite, il sito è costituito in prevalenza da sabbie medio fini/ grossolane con un passaggio di strato netto tra le profondità di 9.5 – 12.5 m da pc. Tale spessore, in riferimento alla granulometria presente e alle condizioni al contorno, rappresenta lo spessore potenzialmente liquefacibile. La falda risulta a pochi metri dal pc.

In aderenza alle prescrizioni riportate al §.7.11.3.4.2 delle NTC18, sono state effettuate le verifiche a liquefazione del deposito; è stato, quindi, valutato il coefficiente di sicurezza (FL) e il potenziale di liquefazione (LPI) del deposito mediante metodi empirici (Seed& Idriss,1971-1982; Robertson&Wride,1998; Youd et al,

© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

2001) sulla base delle risultanze delle indagini eseguite (SPT, CPT ed SCPT). Il valore di FL lungo tutto lo spessore di sabbia medio/fine risulta inferiore all'unità (Figura 2); ad esso corrisponde un LPI moderato (Iwasaki,1982; Sonmez, 2003). È stato ritenuto necessario, quindi, eseguire analisi sismiche del complesso opera-terreno al fine di indagare gli effetti attesi sull'opera a seguito di eventi sismici, soprattutto per l'opera storica.

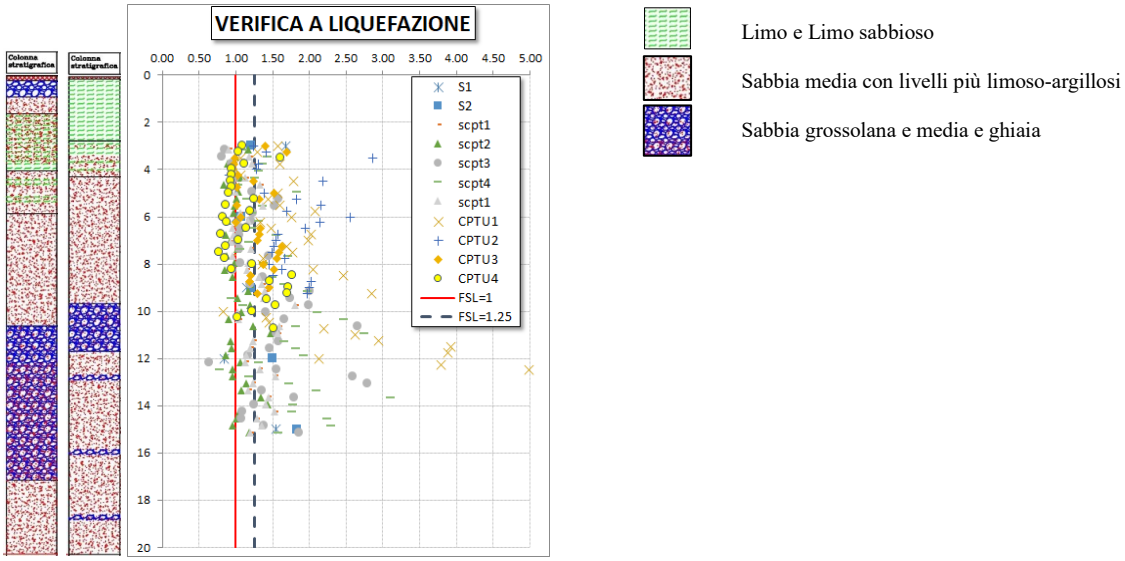


Figura 2. Fattore di sicurezza alla liquefazione con la profondità, relazionato alla stratigrafia del sito.

3. ANALISI NUMERICHE

3.1 Descrizione del modello numerico

Il comportamento del complesso opera-terreno è stato studiato mediante modelli 2D dinamici, utilizzando il software di calcolo agli elementi finiti MIDAS FEA NX, distribuito da CSPFEA Engineering Solutions.

Le spalle del ponte di primo e secondo impianto, analizzati con due modelli di calcolo differenti a parità di stratigrafia e parametri in input, sono state modellate come elementi di volume considerando la loro geometria reale, mentre i pali di fondazione sono stati modellati come elementi beam, la cui rigidezza tiene conto della loro disposizione geometrica in pianta.

I parametri geotecnici degli strati di terreno sono stati definiti dall'interpretazione delle prove eseguite. Per l'opera di primo impianto, a causa della variabilità stratigrafia in sito, sono stati analizzati distintamente due modelli in cui nel primo (modello **a**) i pali di fondazione risultano completamente all'interno dello strato liquefacibile mentre nel secondo (modello **b**), i pali sono infissi nello strato di sabbia grossolana. Il comportamento del terreno potenzialmente liquefacibile è stato assunto non lineare con incrudimento, la cui calibrazione è stata eseguita mediante prove di laboratorio. In dettaglio, tale strato è stato modellato con il legame costitutivo UBCSAND (Puebla, Byrne & Philips,1997; Beaty & Byrne,1998), un modello elasto-plastico con incrudimento sviluppato per simulare il fenomeno della liquefazione nelle sabbie e nei limi, in termini di tensioni efficaci. Gli ulteriori strati di terreno sono stati simulati con un legame costitutivo alla Mohr-Coulomb.

L'input sismico è rappresentato da un set di accelerogrammi spettro-compatibili per il sito in esame.

3.2 Calibrazione dei parametri geotecnici

Con lo scopo di modellare in maniera realistica il comportamento dinamico del terreno sono state eseguite prove di laboratorio cicliche su campioni rimaneggiati. La calibrazione dei parametri del legame costitutivo UBCSAND è avvenuta ricercando il best-fitting tra i risultati della simulazione numerica delle prove triassiali cicliche e i risultati ottenuti in laboratorio. I parametri che influenzano la simulazione, ovvero la densità relativa e la rigidezza del terreno, elastica e plastica, sono stati variati affinché la curva sperimentale si sovrapponesse a quella numerica (Figura 3). In particolare, la simulazione numerica delle prove di laboratorio è stata fatta in controllo degli spostamenti, considerando la dilatanza del terreno nulla. Tale calibrazione, che induce in maniera

© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

più rapida ad una riduzione delle tensioni efficaci, è cautelativa ai fini dei calcoli. I parametri risultanti dalla calibrazione, per il modello costitutivo adottato, sono riportati in Figura 4.

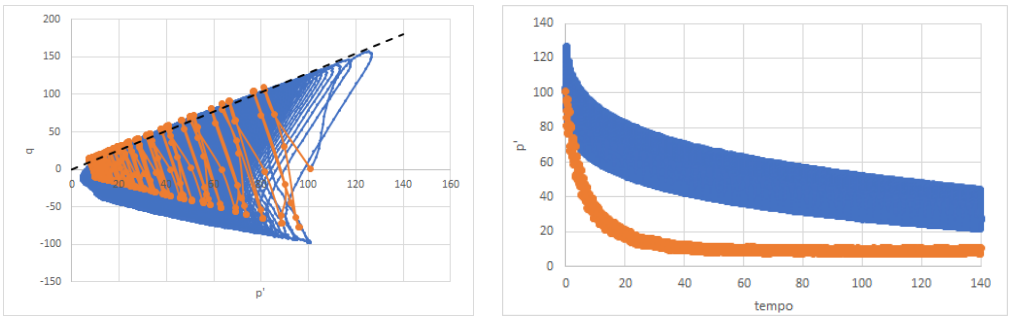


Figura 3. Calibrazione dei parametri in input: controllo di spostamento con dilatanza nulla - (in blu numeriche, in arancione sperimentale).

Parametri	Descrizione	Valore	
P_{ref}	Reference Pressure	100	kPA
Elastico			
K^e_G	modulo di taglio elastico	450	
n_e	espoente del modulo di taglio elastico	0.35	
Plastico			
ϕ_p	Angolo d'attrito di picco	28	°
ϕ_{cv}	angolo di attrito a volume costante	28	°
c	coesione	1	kPA
K^p_G	modulo di taglio plastico	920	
n_p	espoente del modulo di taglio plastico	0.35	
R_f	Rapporto di rottura	0.74	
F_{post}	fattore di calibrazione post liquefazione	0.9	
F_{dens}	fattore di calibrazione densificazione terreno	0.5	

Figura 4. Parametri di input strato di terreno liquefacibile.

3.3 Risultati delle analisi e confronti

Lo studio ha consentito di analizzare il complesso opera-terreno per diversi stati limite (SLD, SLV, SLC) ai sensi delle NTC'18 e di valutare, quindi, la necessità di prevedere o meno interventi per ridurre la suscettibilità alla liquefazione e/o di rinforzo delle fondazioni. All'atto del sisma, lo strato potenzialmente liquefacibile, che risponde in condizioni non drenate, mostra una suscettibilità alla liquefazione marcata in corrispondenza del canale (Figura 5, sx) e un accumulo di deformazioni plastiche in corrispondenza dei pali di fondazione (Figura 5, dx). Il modello 2D, tuttavia, presenta dei limiti di modellazione dovuti al fatto che i pali non vengono visti discontinui, ciò, presumibilmente, favorisce l'accumulo di deformazioni plastiche e la formazione di superfici di rotture in spinta passiva in corrispondenza dei pali.

Si mostrano di seguito le schermate di output del software di calcolo per l'opera di primo impianto.

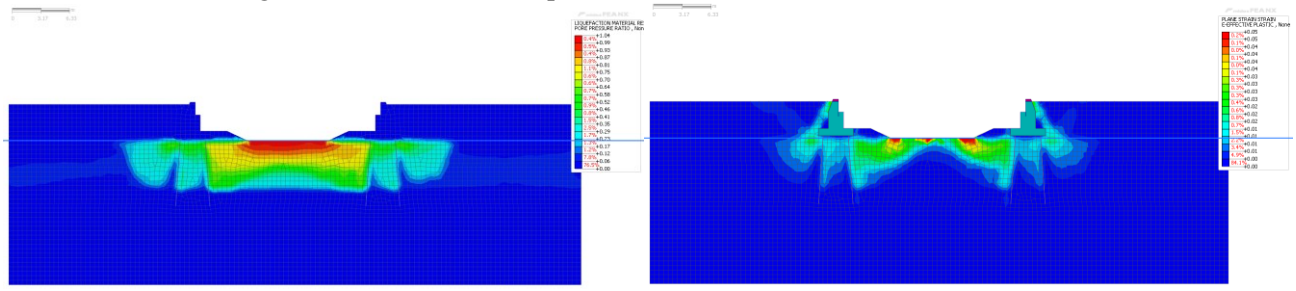


Figura 5. Opera 1° impianto. Output calcolo: resistenza alla liquefazione sulla sx e deformazioni plastiche sulla dx.

Nella fase corrispondente all'atto del sisma, sono state estrapolate dal modello le sollecitazioni flettenti e taglianti lungo i pali allo SLV e si è osservato un importante incremento delle stesse rispetto alla condizione statica.

In termini di spostamenti, valutati in corrispondenza dei piani di appoggio dell'impalcato, sono stimati valori dell'ordine di 10 mm per l'opera storica. Il modello **a** mostra valori di spostamenti più alti del modello **b**, ma con ordine di grandezza comparabili, di contro le sollecitazioni sui pali sono più basse.

© 2023 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia - ISBN 9 788897 517177

Allo stato attuale, considerando un intervento con iniezioni in corrispondenza del canale (curva in rosso, Figura 6), anche di spessore contenuto, i cedimenti attesi si dimezzano e i pali risultano meno sollecitati. Come si osserva in Figura 6, nel caso senza iniezioni (curva in blu), l'analisi non converge, pertanto, il dato sullo spostamento finale non risulta del tutto affidabile. Sono tutt'ora in corso delle analisi per l'affinamento dei risultati. Per i pali dell'ampliamento, gli spostamenti massimi si assestano su valori più bassi.

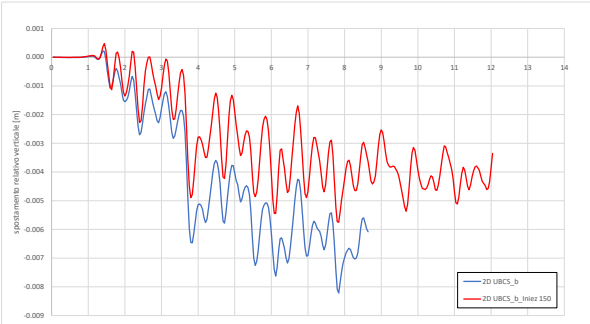


Figura 6. Modello b - cedimenti opera di primo impianto con e senza interventi (iniezioni 150 cm)

3.4 Sviluppi futuri

Lo studio dell'opera in atto verrà approfondito considerando le fasi post sisma, valutando, quindi, gli effetti della dissipazione delle sovrappressioni interstiziali fino ad una condizione drenata del sito.

I successivi approfondimenti consentiranno di definire gli eventuali ulteriori interventi sull'opera.

5. CONCLUSIONI

Al fine di verificare la suscettibilità alla liquefazione di un sito potenzialmente liquefacibile e i possibili effetti sull'opera, è stata eseguita un'analisi di interazione dinamica 2D. I parametri del modello costitutivo utilizzato per la modellazione dello strato di terreno liquefacibile sono stati calibrati mediante l'elaborazione dei risultati di prove di laboratorio cicliche. Il modello di interazione ha consentito di definire gli effetti sull'opera durante un evento sismico per i diversi stati limite analizzati. I risultati della simulazione numerica, al momento solamente all'atto del sisma, mostrano una suscettibilità alla liquefazione marcata all'interno del canale, spostamenti dell'opera di primo impianto dell'ordine di 10 mm e incrementi delle sollecitazioni sui pali.

5. BIBLIOGRAFIA

D.M. 17.01.2018. Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni (Gazzetta ufficiale 20/02/2018 n. 42).

MIT, 2022. Linee Guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti.

H.Seed, I.M.Idriss (1971). Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential. *J. Geotech. Engrg. Div., ASCE, 97(9).*

H.Seed, I.M.Idriss (1982). Ground motions and soil liquefaction during earthquakes. *Earthquake Engineering Research Institute Monograph, Oakland, Calif.*

Youd et al. (2001). Liquefaction resistance of soils: summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshop on evaluation of liquefaction resistance of soil. *J. Geotech and Geoenviron Eng., 817-833.*

.P.Robertson, C.Wride (1998). Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test. *Can. Geotech. J., Ottawa 35(3).*

Iwasaki et al. (1982). Simplified procedures for assessing soil liquefaction during earthquakes. *Proceedings of the Conference on Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Southampton, UK, 925−939.*

Sonmez (2003). Modification of the liquefaction potential index and liquefaction susceptibility mapping for a liquefaction-prone area (Inegol, Turkey). *Environmental Geology 44 (7), 862-871.*

MIDAS FEA NX Manual. Analysis Reference_Chapter 4- Materials, 71-75.

Beaty, M. and Byrne, PM. (1998). An effective stress model for predicting liquefaction behaviour of sand. *Geotechnical Earthquake Engineering and soil dynamics III, ASCE, Geotechnical Special Publication 75(1), 766-777.*

Puebla, H., Byrne, PM., Phillips, R. (1997). Analysis of CANLEX liquefaction embankments: protype and centrifuge models. *Can. Geotech. J. 34, 641-657.*

9 788897 517177