

**IMPIANTO DI SMALTIMENTO RIFIUTI SPECIALI NON PERICOLOSI SITO IN LOCALITÀ  
MONTE ARDONE NEL COMUNE DI FORNOVO DI TARO – PROGETTO DI  
AMPLIAMENTO PER OPERAZIONI D1 E D15**

**RELAZIONE SISMICA**



a cura di:

Prof. Ing. Gian Michele Calvi  
Prof. Ing. Carlo Giovanni Lai  
Ing. Domenico Giofrè

Pavia, 11 dicembre 2020

## Indice

1	Introduzione .....	3
2	Documenti di riferimento.....	4
2.1	Riferimenti normativi .....	4
2.2	Riferimenti bibliografici .....	4
2.3	Documentazione di progetto.....	5
3	Input sismico.....	7
3.1	Spettri di risposta elastici .....	7
3.2	Selezione accelerogrammi naturali .....	8
3.2.1	Aspetti generali.....	8
3.2.2	Periodo di ritorno di 1424 anni.....	9
4	Sezione di analisi.....	12
5	Modello geotecnico e sismo-stratigrafico .....	13
5.1	Modello sismo-stratigrafico.....	13
5.1.1	Corpo discarica .....	13
5.1.2	Formazioni argillose di base .....	27
5.2	Curve di decadimento del modulo di taglio .....	32
5.2.1	Corpo discarica .....	32
5.2.2	Formazioni argillose di base .....	36
5.3	Parametri di resistenza caratteristici.....	38
5.4	Condizioni della falda .....	38
6	Modello numerico della discarica.....	41
6.1	Sezione di verifica .....	43
7	Analisi di risposta sismica locale.....	46
8	Analisi di stabilità in condizioni sismiche.....	58
8.1	Aspetti generali dei metodi agli spostamenti.....	59
8.2	Limiti di applicabilità del metodo degli spostamenti semplificato applicato alle discariche .....	61
8.3	Modello 2D dinamico non-lineare .....	64
8.3.1	Aspetti generali.....	64
8.3.2	Valutazione degli spostamenti permanenti .....	65
8.3.3	Analisi delle sollecitazioni negli elementi strutturali in condizioni sismiche.....	72
8.3.4	Analisi degli spostamenti lungo l'interfaccia .....	74
9	Considerazioni conclusive.....	75
	Appendice A – Caratterizzazione geotecnica della resistenza dei materiali, rapporto 2018.....	77

# 1 Introduzione

La relazione illustra le verifiche sismiche condotte sulla discarica di Monte Ardone sita in località Fornovo di Taro (PR) e rappresenta un aggiornamento del documento emesso nel Giugno 2018 con riferimento ad una differente configurazione geometrica della discarica (Calvi e Lai, 2018). Nel corso del 2020 è stata realizzata una campagna di indagine in sito e in laboratorio per la caratterizzazione dei parametri di resistenza dei materiali costituenti i rifiuti, l'argine e il deposito argilloso di base in ottemperanza delle richieste del Comitato Tecnico Scientifico (CTS) pervenute con missiva n.145 del 06/07/2017 (PG.2017.0509152) e Comitato Tecnico Scientifico (CTS) n. 155/2018 (PG/2018/330300).

La caratterizzazione geotecnica dei rifiuti e del substrato di base è stata condotta da *Geotechnical Engineering GE* (Relazione Geotecnica, 2582\_3937\_R05\_A4\_Rev0\_GEOTEC, 2020) a cui si rimanda per i dettagli. L'Appendice A, per completezza, riporta le elaborazioni di tale caratterizzazione geotecnica condotta nel 2018 nel precedente rapporto (Calvi e Lai, 2018).

La verifica sismica è stata eseguita in accordo alle prescrizioni del NTC 2018 e del Decreto Legislativo 3 Settembre 2020 attraverso analisi dinamiche non-lineari utilizzando un modello numerico bidimensionale della discarica e un input sismico rappresentato dallo stesso set di accelerogrammi reali spettro-compatibili utilizzato nel già citato studio di Calvi e Lai (2018). Attraverso queste analisi è stato possibile calcolare lo spostamento permanente di punti appartenenti al corpo rifiuti e al substrato di terreno naturale alla base della discarica e le sollecitazioni indotte negli elementi strutturali di rinforzo all'argine di contenimento.

Le verifiche dinamiche sono state condotte considerando il set di parametri di resistenza caratteristici definiti da GE (2020) sulla base dei dati pregressi integrati dai risultati della campagna di indagine condotta nel corso del 2020 e da un modello sismo-stratigrafico basato sulle misure pregresse di tipo geofisico che per il corpo più superficiale di rifiuti considera i risultati dello stendimento di sismica a rifrazione interpretato con tecnica tomografica, poiché ritenuto più affidabile rispetto ai risultati di precedenti prove MASW.

Ai fini delle verifiche è stata considerata la sezione trasversale rappresentativa delle condizioni di massimo invasore, che poggia interamente sulla formazione costituita dalle Argille a Palombini.

Il documento è organizzato come segue:

- nel § 2 sono elencati i documenti di riferimento e la bibliografia tecnica e scientifica;
- nel § 3 è definito l'input sismico in termini di spettro di risposta elastico e di accelerogrammi naturali spettro-compatibili in accordo alle NTC 2018;
- nel § 4 è illustrata la sezione trasversale considerata nelle analisi di stabilità sismiche;
- nel § 5 è definito il modello sismo-stratigrafico, sia per le argille alla base della discarica sia per il corpo rifiuti;
- nel § 6 è descritto il modello numerico bidimensionale utilizzato per le analisi;
- nel § 7 sono riportati i risultati delle analisi di risposta sismica locale monodimensionali e bidimensionali;
- nel § 8 sono riportati i risultati delle analisi di stabilità in condizioni sismiche;
- nel § 9 sono riportate le considerazioni conclusive.

Le Appendici a questo documento contengono:

Appendice A - Caratterizzazione geotecnica della resistenza dei materiali, rapporto 2018

## 2 Documenti di riferimento

### 2.1 Riferimenti normativi

- Norme Tecniche per le Costruzioni (17/01/2018), G.U. n. 29 del 20.02.2018 Suppl. Ord. n° 42.
- Istruzioni per l'applicazione delle NTC 17/01/2018. Circolare C.S.LL.PP. n. 7 del 21/02/2019. Supplemento ordinario n. 5 della G.U. n. 35 del 11 Febbraio 2019.
- Decreto Legislativo 3 Settembre 2020, n. 121 Attuazione della direttiva (UE) 2018/850, che modifica la direttiva 1999/31/CE relativa alle discariche di rifiuti.

### 2.2 Riferimenti bibliografici

- Augello, A.J., Bray, J.D., Abrahamson, N.A., Seed, R.B. (1998), Dynamic properties of solid waste based on back-analysis of OII landfill, *ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 124 (3), March, 1998.
- Augello, A.J., Bray, J.D., Seed, R.B., Matasovic, N., and Kavazanjian, E., Jr. 1998a. Performance of solid-waste landfill during the Northridge Earthquake. In *Proceedings, NEHRP Conference on Research on the Northridge, California Earthquake of January 17, 1994*, Consortium of Universities for Research in Earthquake Engineering, Los Angeles, Calif., pp. II-71–II-80.
- Ausilio E., Silvestri F., Troncone A., Tropeano G. (2007a). Seismic displacement analysis of homogeneous slopes: a review of existing simplified methods with reference to Italian seismicity. In *Earth Geotechnical Engineering*, 4th ICEGE, Thessaloniki, Greece, paper 1614.
- Ausilio E., Silvestri F., Tropeano G. (2007b). Simplified relationships for estimating seismic slope stability. In *ETC12 Workshop on Geotechnical Aspects of EC8*, ISSMGE, Madrid, Spain.
- Bray J.D., Rathje E.M. (1998). Earthquake-induced displacements of solid-waste landfills. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE 124, 242–253.
- Bray J.D., Rathje E.M., Augello A.J., Merry S.M. (1998). Simplified seismic design procedure for geosynthetic-lined, solid-wasteland fills. *Geosynthetics International*, 5, 203–235.
- Bray J.D., Zekkos, D. Edward Kavazanjian E., Athanasopoulos G.A., Riemer M.F. (2009) Shear Strength of Municipal Solid Waste. *JOURNAL OF GEOTECHNICAL AND GEOENVIRONMENTAL ENGINEERING* Volume 135 Issue 6.
- Burland J.B. (1990). On the compressibility and shear strength of natural clays. *Géotechnique*, 40, n. 3, pp. 329-378.
- Burland J.B., Rampello S., Georgianno V.N., Calabresi G. (1996). A laboratory study of the strength of four stiff clays. *Géotechnique*, 46, n. 3, pp. 491-514.
- Calabresi G. (1980). The effect of sample size on strength parameters for intact and fissured stiff clays. *Euromech. Coll. 134*, Copenhagen, Technical University of Denmark.
- Calabresi G. (2004). Terreni argillosi consistenti: esperienze italiane. *RIVISTA ITALIANA DI GEOTECNICA* 1/2004.
- Calabresi G., Manfredini G. (1973). Shear strength characteristics of the jointed clay of S. Barbara. *Géotechnique*, 23, n. 2, pp. 233-244.
- Chopra A.K., Zhang L.P. (1991) Earthquake-induced base sliding of concrete gravity dams, *Journal of Structural Engineering*, 117 (12) pp. 3698-3719.
- Darendeli, M. B. (2001). Development of a new family of normalized modulus reduction and material damping curves, Ph.D. thesis, Univ. of Texas at Austin, Austin, TX.
- Fotopoulou S., Pitilakis K. (2015) Predictive relationships for seismically induced slope displacements using numerical analysis results *Bulletin of Earthquake Engineering* 13(11)
- Gazetas G. Uddin N. (1994) Permanent Deformation on Preexisting Sliding Surfaces in Dams. *Journal of Geotechnical Engineering*, Volume 120 Issue 11 - November 1994
- Jibson, R.W., 2011, Methods for assessing the stability of slopes during earthquakes—A retrospective: *Engineering Geology*, v. 122, p. 43-50.



- Kavazanjian, E., Jr., Matasovic, N., Bonaparte, R., and Schmertmann, G.R. 1995. Evaluation of MSW properties for seismic analysis. *Geoenvironment 2000*, ASCE Geotechnical Special Publication No. 46, Vol.2, pp. 126–141.
- Kramer S.L. (2009). *Geotechnical Earthquake Engineering*, Prentice Hall.
- Kramer & Smith, (1997). Modified Newmark Model for Seismic Displacements of Compliant Slopes. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Volume 123 Issue 7 - July 1997
- Lin, J.S., Whitman, R.V., 1983. Earthquake induced displacements of sliding blocks. *Journal of Geotechnical Engineering* 112, 44-59.
- Newmark N.M. (1965). Effect of earthquakes on dam and embankment. *Geotèchnique*, 15 (2), 139-160.
- Ntritsos N. Lai, C.G.L.(2016). SEISMIC STABILITY OF NATURAL SLOPES SUBJECT TO NEAR-FAULT GROUND SHAKING. A technical report on research funded by the Department of Italian Civil Protection under "Contratto Reluis 2015 – RS2 Simulazione di Terremoti: Effetti Near-Source. Dipartimento di Ingegneria Civile e Architettura Università degli Studi di Pavia.
- Pagotto A., Nespoli M. (1997). Indagini e verifiche integrative sull'area interessata dalla costruenda discarica RS.U. di Monte Ardone in Comune di Fornovo di Taro (provincia di Parma).
- Rampello S., Callisto L. (2008). Stabilità dei Pendii in condizioni sismiche. In *Opere Geotecniche in condizioni sismiche. XII Ciclo di Conferenze di Meccanica e Ingegneria delle Rocce*, 241-271.
- Seed H.B., Martin G.R. (1966). The seismic coefficient in earth dam design. *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, 92 (3), 25–58.
- Skempton, A.W. (1970) First-time slides in over-consolidated clays. *Geotechnique* 20, 320-324.
- Viggiani C.; (1999) *Fondazioni*, Hevelius.
- Zekkos D., D. Bray J.D., Riemer M.F. (2008) Shear modulus and material damping of municipal solid waste based on large-scale cyclic triaxial Testing. *Can. Geotech. J.* 45: 45–58
- Zekkos, D.P. 2005. Evaluation of static and dynamic properties of municipal solid-waste. Dissertation submitted in partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor of Philosophy, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Berkeley, Calif.
- Zekkos, D.P., Bray, J.D., Athanasopoulos, G.A., Riemer, M., Kavazanjian, E., Jr., Matasovic, N., Founta, P.A., and Grizi, A.F. 2007. Compositional and loading rate effects on the shear strength of municipal solid waste, In *Proceedings of the 4th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering*, 25–28 June 2007, Thessaloniki, Greece.

## 2.3 Documentazione di progetto

- Elaborato 3: Relazione sui materiali - E1620069. Palladio Team Fornovo S.r.l. 28 Febbraio 2017.
- Elaborato 6.1: Relazione geologica sulle indagini, caratterizzazione e modellazione del sito - E1620071. Palladio Team Fornovo S.r.l. 28 Febbraio 2017.
- Elaborato 6.2: Relazione geotecnica delle indagini, caratterizzazioni e modellazione del volume significativo di Terreno - E1620071. Palladio Team Fornovo S.r.l. 28 Febbraio 2017.
- Di Prisco C., Crosta G. (2012). Consulenza geotecnica relativa ai materiali stoccati nella discarica sita presso Monte Ardone (Fornovo di Taro, PR). 25/01/2012.
- CTS parere n.145 del 06/07/2017. Parere in merito alla verifica di stabilità di una discarica esistente per aumento di peso del materiale stoccato. (PG.2017.0509152).
- SOLGEO (2017). Prospezioni geofisiche – Indagine di sismica a rifrazione, cross-hole & MASW. Fornovo di Taro – Discarica di Monte Ardone. S17SN13 Ottobre 2017.
- E1620028 Sezione stendimento LS2\_20017. Palladio Team Fornovo S.r.l. 23 Ottobre 2017.
- E1620028 Sezione E-E. Palladio Team Fornovo S.r.l. 12 Ottobre 2017.
- E1620024 Planimetria conferimento rifiuti a febbraio 2016 Individuazione indagini geofisiche 2017. Palladio Team Fornovo S.r.l.
- Sinergea (2017a) Prove Geotecniche sulle argille. Ottobre 2017
- Sinergea (2017b) Prove Geotecniche sui rifiuti. Ottobre 2017
- laboratorio Geomeccanico Orazi (2017). Prove di Taglio Torsionale ciclico.

- Certificati di prova Università Federico II (Napoli).
- Calvi G.M., Lai C. G. (2018). Analisi di stabilità statiche e sismiche riguardanti la discarica di Monte Ardone – Aggiornamento dello studio. 06/06/2018.
- Colombetti A., Berberini P. (2005) Analisi delle condizioni geologiche-idrogeologiche delle opere realizzate e della natura dei rifiuti e delle sostanze accumulate nella discarica di Monte Ardone in Fornovo di Taro (PR).
- *Geotechnical Engineering* GE (2020). Relazione Geotecnica, 2582\_3937\_R05\_A4\_Rev0\_GEOTEC.

## 3 Input sismico

### 3.1 Spettri di risposta elastici

Le NTC 2018 prevedono che l'azione sismica sia associata a un periodo di riferimento ( $V_R$ ) dell'opera e ad una prefissata probabilità di eccedenza ( $P_{VR}$ ), a cui si può associare un periodo di ritorno  $T_R$ . Il periodo di riferimento è ottenuto come prodotto della vita nominale dell'opera ( $V_N$ ) per il coefficiente della classe d'uso ( $C_U$ ). Per la scarica il periodo di ritorno definito nella documentazione di progetto è pari a 1424 anni.

La Tabella 1 riassume i corrispondenti valori numerici dei parametri  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T_c^*$  contenuti nell'Allegato B al Decreto del Ministro delle Infrastrutture 14 gennaio 2008, pubblicato nel S.O. alla Gazzetta Ufficiale del 4 febbraio 2008, n.29, per il punto della griglia ID 15825 (LON =10°.116, LAT=44°.6871) per i periodi di ritorno ( $T_R$ ) di interesse.

Tabella 1: Parametri  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T_c^*$  per il punto della griglia ID 15825 (LON =10°.116, LAT=44°.6871) per i periodi di ritorno ( $T_R$ ) di interesse.

ID=15825	Long =10.116°	Lat=44.6871°	
Periodo di ritorno	$a_g$ (g/10)	$F_0$ (-)	$T_c^*$ (-)
975	1.977	2.5	0.29
2475	2.572	2.55	0.3
<b>1424</b>	<b>2.200</b>	<b>2.52</b>	<b>0.294</b>

La Figura 1 mostra lo spettro di risposta elastico in accelerazione (componente orizzontale per il punto della griglia ID 15825) corrispondente al **periodo di ritorno di 1424 anni** e suolo di classe A.

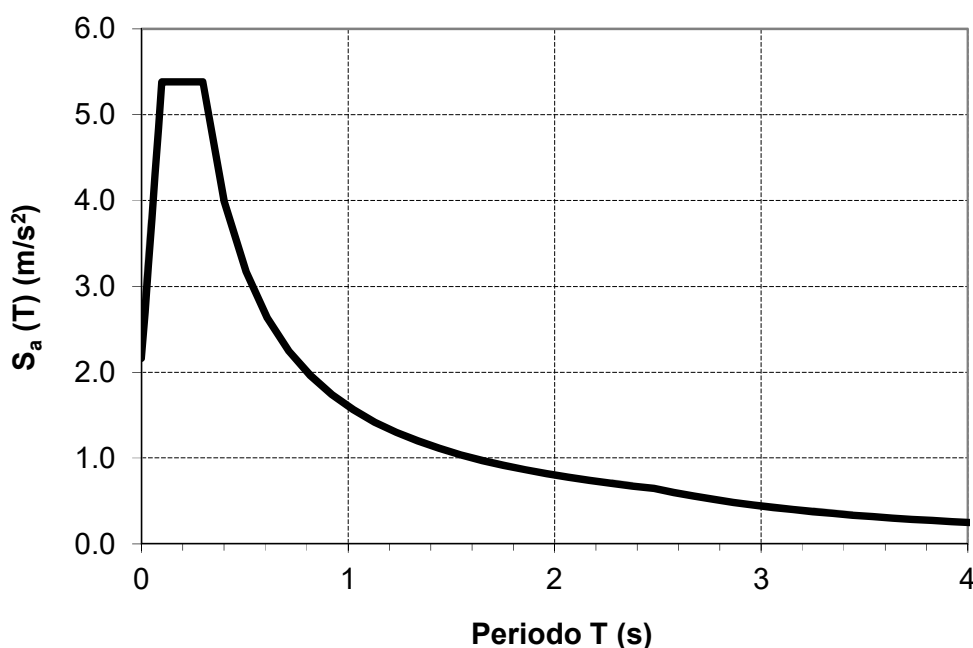


Figura 1 Spettro di risposta elastico in accelerazione per punto della griglia ID 15825 corrispondente al periodo di ritorno 1424 anni e suolo di classe A.

## 3.2 Selezione accelerogrammi naturali

### 3.2.1 Aspetti generali

Il ricorso ad analisi dinamiche o di risposta sismica locale richiede che l'input sismico sia definito in termini di storie temporali del moto del terreno, tipicamente mediante accelerogrammi, che possono essere divisi in tre categorie:

- Accelerogrammi sintetici;
- Accelerogrammi artificiali;
- Accelerogrammi reali (o naturali).

Gli accelerogrammi sintetici sono generati mediante complessi modelli matematici della sorgente sismica e del fenomeno di propagazione delle onde meccaniche. Essi richiedono una dettagliata conoscenza dei dati sismologici della sorgente, delle caratteristiche sismo-stratigrafiche della crosta terrestre, inoltre non riescono a simulare in modo realistico le componenti ad alta frequenza. Per tali ragioni questo tipo di segnali non hanno trovato applicazione nelle attività in oggetto.

Gli accelerogrammi artificiali possono essere ulteriormente distinti in relazione all'algoritmo e ai criteri di calcolo utilizzati per ottenere la spettro-compatibilità in:

- accelerogrammi artificiali generati mediante algoritmi puramente stocastici, con il solo vincolo di essere spettro-compatibili ad uno spettro di risposta obiettivo;
- accelerogrammi artificiali generati mediante approcci di tipo stocastico, ma compatibili con alcuni vincoli sismogenetici come, ad esempio, magnitudo e distanza epicentrale;
- accelerogrammi artificiali di tipo ibrido, ottenuti a partire da registrazioni reali opportunamente modificate al fine di soddisfare il requisito della spettro-compatibilità ad uno spettro di risposta obiettivo.

Le NTC 2018 specificano che l'uso di accelerogrammi artificiali non è ammesso nelle analisi dinamiche di opere e sistemi geotecnici.

Gli accelerogrammi reali sono registrazioni del moto sismico prodotte da terremoti reali, dunque riflettono le caratteristiche dello scuotimento in relazione alle misure di intensità attese (e.g. ampiezza, contenuto in frequenza, energia, durata, numero di cicli) e sono rappresentativi del contesto sismotettonico e geologico che li hanno generati (i.e. meccanismo di sorgente, cammino di propagazione ed effetti di sito). Inoltre, riproducono adeguatamente la correlazione tra le componenti verticale ed orizzontale del moto, posseggono la corretta correlazione tra le fasi delle tre componenti e tra la fase e l'ampiezza del segnale. Gli accelerogrammi naturali sono usualmente scalati in ampiezza per ottenere una migliore corrispondenza con lo spettro obiettivo. Tuttavia, i fattori di scala devono essere limitati per non introdurre caratteristiche irrealistiche non corrispondenti alla coppia magnitudo-distanza ipocentrale a cui si riferisce il segnale. In generale, l'uso di accelerogrammi reali è preferibile sia nel caso di analisi dinamiche di strutture, sia di sistemi geotecnici (e.g. risposta sismica locale, stabilità di pendii, ecc.) per le qualità appena esposte.

Utilizzando accelerogrammi reali la spettro-compatibilità rispetto a spettri obiettivo di tipo probabilistico può essere ottenuta solo con riferimento allo spettro medio di un set di segnali. Il numero dei segnali da considerare dipende dall'applicazione, tipicamente vengono considerati 7 o più segnali perché le normative tecniche consentono in questo caso di adottare i valori medi dei risultati delle analisi.

Tipicamente, gli accelerogrammi reali vengono selezionati da banche dati accelerometriche accreditate i cui segnali provengono da registrazioni relative a terremoti naturali (e.g. Engineering Strong Motion Database, ESM; Pacific Earthquake Engineering Research Centre, PEER; banca dati accelerometrica italiana ITACA; Internet Site for European Strong-Motion Database ISES; ecc.) sulla base di vincoli geologici e sismogenetici regionali (e.g. magnitudo, distanza ipocentrale, meccanismo focale) in modo da essere coerenti con la pericolosità sismica del sito e rispettando opportuni criteri di spettro-compatibilità definiti dalle norme tecniche.

In particolare, le NTC 2018 prescrivono che gli accelerogrammi registrati siano rappresentativi della sismicità del sito, delle caratteristiche sismogenetiche della sorgente, delle condizioni del sito di registrazione, della magnitudo, della distanza dalla sorgente e della massima accelerazione orizzontale attesa al sito. In aggiunta, la Circolare esplicativa delle NTC 2018 specifica che anche per gli accelerogrammi naturali può essere

utilizzato lo stesso criterio di spettro-compatibilità richiesto per gli accelerogrammi artificiali. Tale criterio prevede che l'ordinata spettrale media non presenti uno scarto in difetto superiore al 10% ed uno scarto in eccesso superiore al 30%, rispetto alla corrispondente componente dello spettro elastico obiettivo, in alcun punto del maggiore tra gli intervalli  $0.15s \div 2.0s$  e  $0.15s \div 2T$  per le verifiche agli stati limite ultimi, e  $0.15s \div 1.5T$  per le verifiche agli stati limite di esercizio, in cui  $T$  è il periodo fondamentale di vibrazione della struttura in campo elastico.

Per quantificare la bontà dell'adattamento nell'intervallo di periodi di interesse tra lo spettro di risposta obiettivo e la media degli spettri di risposta dei segnali selezionati possono essere utilizzati diversi parametri, tra i quali:

- la media delle differenze (in valore assoluto) delle ordinate spettrali;
- uno scarto in difetto superiore al 10% ed uno scarto in eccesso superiore al 30% in accordo ai requisiti di spettro-compatibilità richiesti dalle NTC 2018;
- il fattore di scala medio e massimo;
- la deviazione media ( $\delta$ ) e massima ( $\delta_{max}$ ) dello spettro definiti dalle seguenti formule:

$$\delta = \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \left( \frac{Sa_{acc,m}(T_i) - Sa_{ref}(T_i)}{Sa_{ref}(T_i)} \right)^2} \quad (1)$$

$$\delta_{max} = \max_{\text{in the set}} \{\delta_i\} \quad (2)$$

dove  $Sa_{acc,m}(T_i)$  è l'ordinata dello spettro medio degli accelerogrammi selezionati al periodo  $T_i$ ,  $Sa_{ref}(T_i)$  è l'ordinata dello spettro obiettivo al periodo  $T_i$ ,  $N$  è il numero di valori (equidistanti) nell'intervallo di periodo di interesse,  $\delta_i$  è il valore di  $\delta$  calcolato per il segnale  $i$ -esimo all'interno del set.  $\delta$  è quindi una misura quantitativa della deviazione dello spettro di risposta medio dallo spettro di risposta obiettivo, mentre  $\delta_{max}$  riflette la deviazione massima di ogni singola registrazione dallo spettro di risposta obiettivo, e fornisce una misura della dispersione degli spettri di risposta individuali relativamente allo spettro di risposta obiettivo.

Per ogni segnale viene inoltre valutato il *periodo quadratico medio* ( $T_m$ ) che rappresenta sinteticamente il contenuto in frequenza del segnale.  $T_m$  è definito dall'espressione:

$$T_m = \frac{\sum C_i^2 \cdot \frac{1}{f_i}}{\sum C_i^2} \quad (3)$$

dove  $C_i$  sono le ordinate dello spettro di Fourier in ampiezza e con  $f_i$  sono indicate le corrispondenti frequenze nell'intervallo  $0.25 \div 20$  Hz.

Per il periodo di ritorno di 1424 anni è stato selezionato un set di 7 terne accelerometriche registrate su siti di classe A (i.e.  $V_{s,30} \geq 800m/s$ ).

La spettro compatibilità è stata imposta considerando una delle componenti orizzontali della terna accelerometrica (indicata con la lettera "a"). Successivamente la seconda componente orizzontale (indicata con la lettera "b") e la componente verticale (indicata con la lettera "c") sono state scalate utilizzando lo stesso fattore di scala della componente spettro-compatibile denominata "a".

### 3.2.2 Periodo di ritorno di 1424 anni

La spettro-compatibilità è stata imposta nell'intervallo di periodi compresi tra 0.1 e 2 secondi. L'intervallo di magnitudo degli accelerogrammi selezionati varia tra 5.5 e 6.9, mentre la distanza epicentrale varia tra 13 e 63 km. Le caratteristiche sismologiche dei segnali selezionati sono riassunte nella Tabella 2.

La Figura 2 mostra il confronto tra lo spettro di risposta in accelerazione medio calcolato considerando il set di segnali selezionati e lo spettro di risposta in accelerazione obiettivo corrispondente al periodo di ritorno

di 1424 anni. Lo spettro di risposta in accelerazione medio è caratterizzato da una differenza media (in valore assoluto) del 4.83%, la massima differenza negativa è del 8.51%, il valore medio dei fattori di scala applicati ai segnali è di 1.73, mentre il fattore di scala massimo è di 2.9. La deviazione media dello spettro è di 0.064 e la deviazione massima dello spettro è di 0.641.

La Figura 3 mostra lo spettro di risposta elastico in accelerazione dei segnali selezionati e lo spettro di risposta in accelerazione spettro-compatibile calcolato come media dei segnali selezionati. La Figura 4 mostra le storie temporali di accelerazione, velocità e spostamento dei segnali spettro-compatibili selezionati.

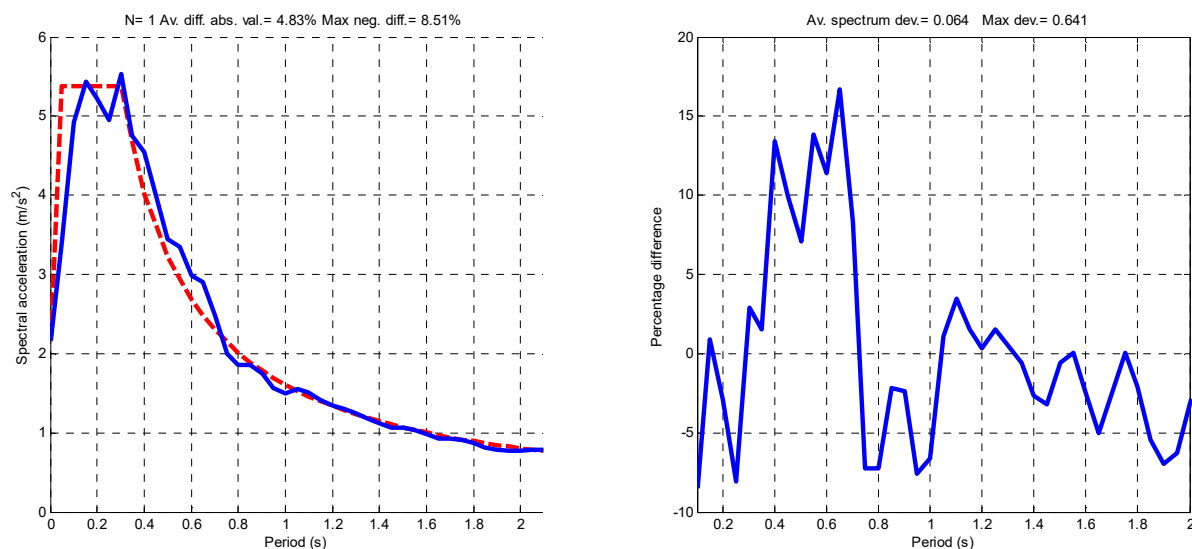


Figura 2 Confronto tra lo spettro di risposta in accelerazione medio spettro-compatibile calcolato considerando il set di segnali selezionati (linea blu continua) e lo spettro di risposta in accelerazione obiettivo corrispondente al periodo di ritorno di 1424 anni (linea rossa tratteggiata) con smorzamento del 5% (sinistra). Differenza percentuale tra lo spettro di risposta in accelerazione medio spettro-compatibile e lo spettro obiettivo (destra).

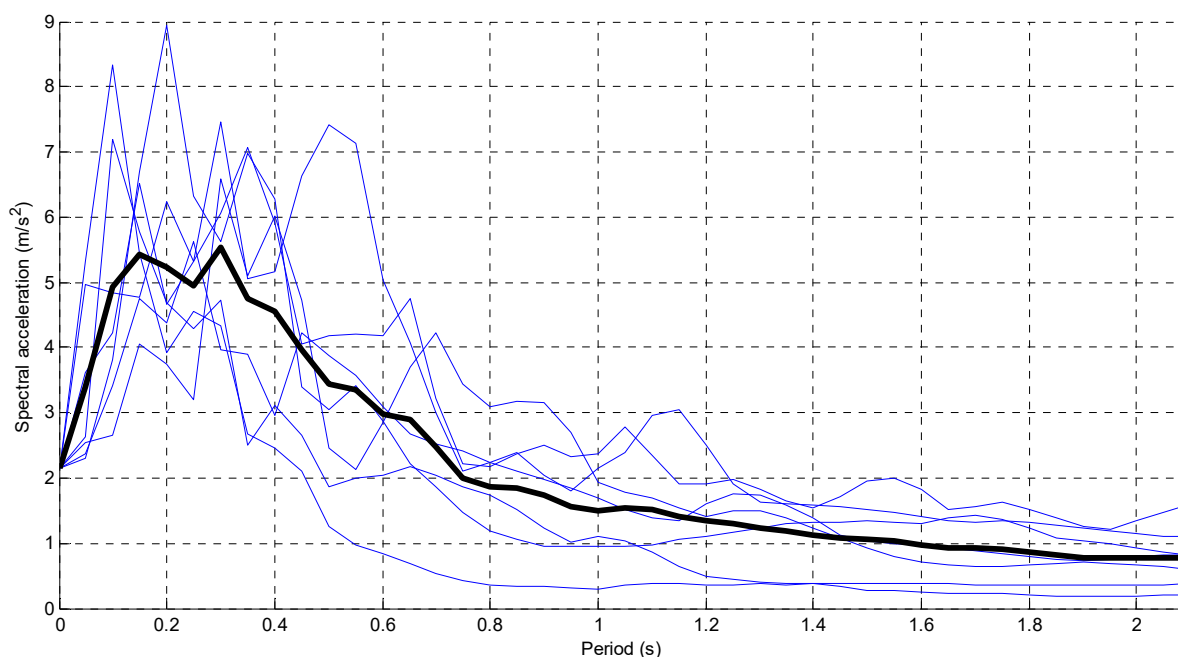


Figura 3 Spettro di risposta elastico in accelerazione dei segnali selezionati (linee blu sottile) e spettro di risposta in accelerazione spettro-compatibile calcolato come media dei segnali selezionati (linea nera spessa).

Tabella 2: Caratteristiche sismologiche dei 7 segnali spettro-compatibili selezionati per lo spettro di risposta elastico con periodo di ritorno 1424 anni.

	Mag. ( $M_w$ )	Distanza epicentrale (km)	Fattore di scala	Database	Periodo quadratico medio (s)	Data	Terremoto	Nome del file
1	5.50	13.20	2.8979	ITACA	0.3123	07/04/2009	L'Aquila CENTRAL_ITALY	IT.AQP..HNN.D.20090407.174737.C.ACC.ASC
2	5.90	19.70	2.0012	ESM	0.5154	07/09/1999	GREECE	HI.ATH4..HN3.D.19990907.115649.C.ACC.ASC
3	6.90	21.00	1.1828	ISESD	0.4763	15/04/1979	Montenegro	RSN804_LOMAP_SSF205.A T2
4	6.93	63.15	2.0958	NGA	0.5390	10/18/1989	Loma Prieta	RSN804_LOMAP_SSF205.A T2
5	6.90	23.05	1.0017	Knet	0.5168	14/06/2008	Eastern Honshu(Japan)	IWT0100806140843.NS
6	6.60	31.38	0.9064	Kiknet	0.4983	06/10/2000	W Tottori Prefecture(Japan)	SMNH100010061330.EW2
7	5.80	15.61	2.0360	kiknet	0.1825	25/02/2013	NORTHERN TOCHIGI PREF(Japan)	FKSH071302251623.EW2

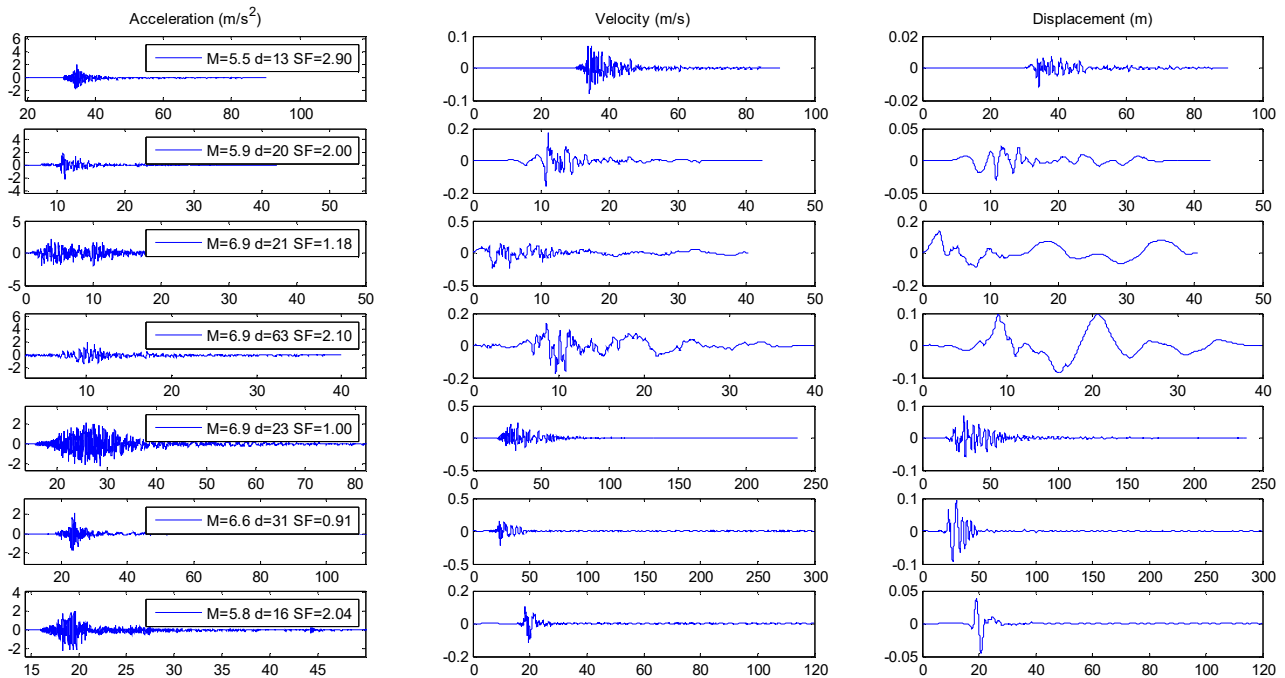


Figura 4 Storie temporali di accelerazione, velocità e spostamento per il set di 7 accelerogrammi selezionati spettro compatibili allo spettro di riferimento per il periodo di ritorno di 1424 anni.



## 4 Sezione di analisi

La Figura 5 mostra la sezione trasversale di verifica, rappresentativa delle condizioni di massimo invaso della discarica. Essa poggia interamente sulla formazione delle Argille a Palombini e si trova lungo la linea di massima pendenza. Nella sezione è possibile identificare le due zone di estensione (aree in verde con linea nera tratteggiata): una nella parte di monte (a seguito di uno sbancamento) ed una nella parte di valle al di sopra dei rifiuti esistenti. In Figura 5 sono rappresentate le diverse regioni rappresentative dei diversi tipi di rifiuti (pre-2010 e post-2010), l'argine, il substrato (argille a Palombini), la copertura e il pacchetto di impermeabilizzazione del fondo della discarica esistente (in rosso) e della zona di ampliamento della discarica (in giallo).

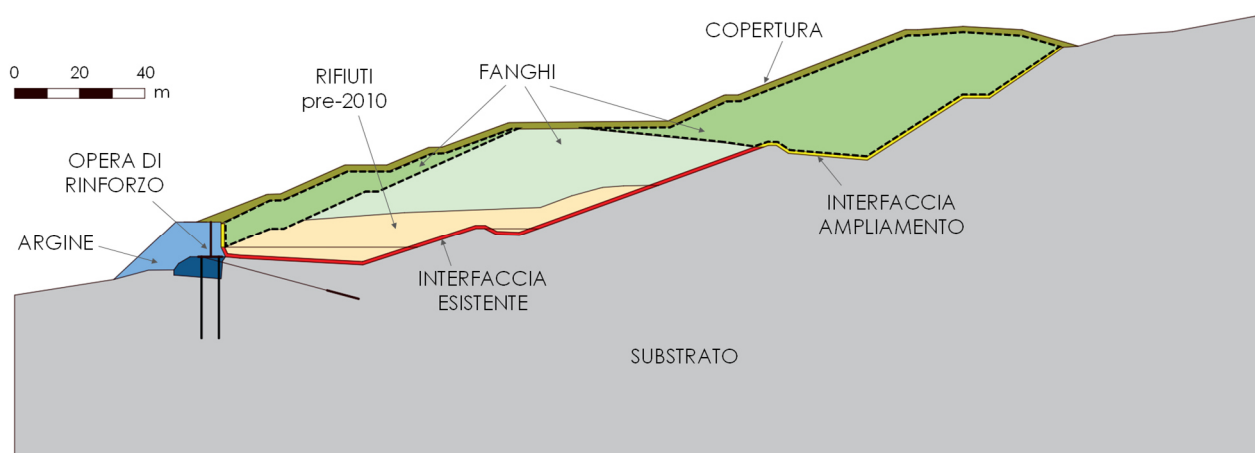


Figura 5 Sezione trasversale (da documentazione di progetto GE, 2020).

La Figura 6 mostra un ingrandimento della zona dell'argine, il quale è stato ampliato e rinforzato. L'argine esistente verrà rasato e su di esso verrà realizzato un'opera di sostegno a mensola in cemento armato di altezza 11 m, larghezza della base 7 m, spessore 2 m. L'opera di sostegno sarà fondata su pali in acciaio realizzati ad interasse trasversale di 5 m e longitudinale di 2 m. I pali sono costituiti da profilati HEM800 in acciaio S450. L'opera di sostegno è inoltre ancorato con un tirante di lunghezza 50 m e bulbo di ancoraggio di 10m, e interasse longitudinale di 1 m.

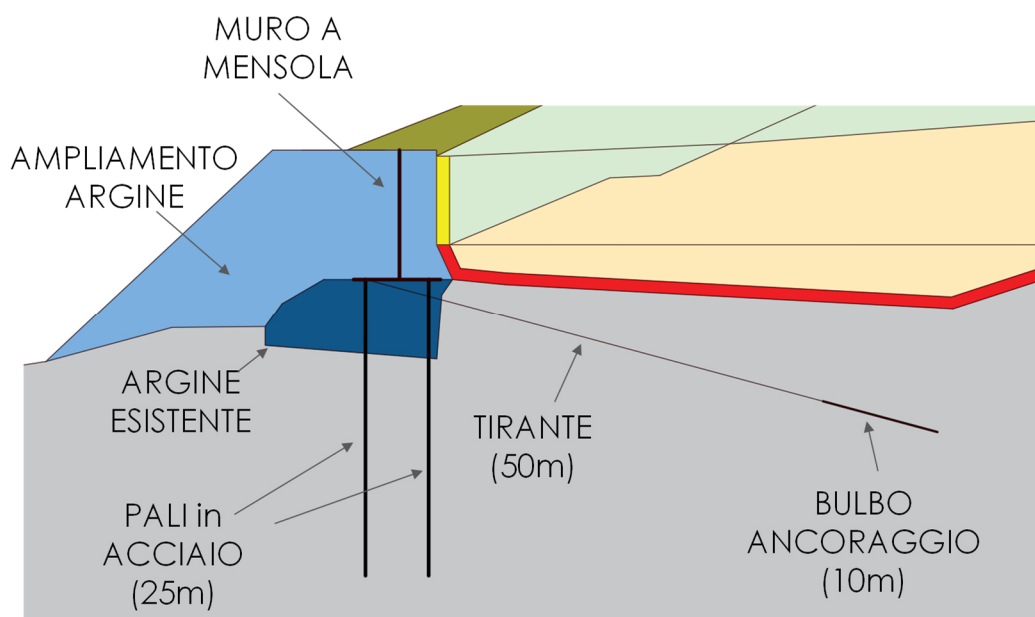


Figura 6 Particolare della zona dell'argine (da documentazione di progetto GE, 2020).

## 5 Modello geotecnico e sismo-stratigrafico

Questo paragrafo descrive il modello geotecnico e il modello sismo-stratigrafico utilizzato per le verifiche di stabilità della discarica. Il paragrafo riporta in dettaglio la definizione dei profili di velocità delle onde di taglio nel terreno, dei parametri di deformabilità e delle curve di decadimento del modulo di taglio sia per il substrato argilloso sia per il corpo discarica costituito dai rifiuti, dall'argine di contenimento e dallo strato di copertura. Per quel che concerne la definizione dei parametri di resistenza sia del corpo rifiuti che del substrato di base, si farà riferimento al documento redatto da GE (2020), nel quale a partire dal lavoro di caratterizzazione condotto da Calvi e Lai (2018), vengono elaborati i risultati delle nuove prove di laboratorio condotte durante la campagna d'indagine del 2020. Per i dettagli riguardanti l'elaborazione dei risultati delle prove sperimentali e dei parametri di resistenza si rimanda al rapporto GE (2020). Per completezza, in Appendice A sono riportati i risultati della caratterizzazione geotecnica condotta nello studio di Calvi e Lai (2018).

### 5.1 Modello sismo-stratigrafico

#### 5.1.1 Corpo discarica

##### 5.1.1.1 Rifiuti

##### Risultati delle indagini

Nel corpo rifiuti sono state eseguite in tempi diversi svariate campagne di indagine geofisica che hanno fatto uso di tecniche differenti quali MASW, Down Hole e sismica a rifrazione con interpretazione tomografica in onde P ed S. In relazione alla tipologia di indagine e conseguente interpretazione, e alla configurazione geometrica della discarica l'accuratezza e affidabilità dei risultati di queste indagini è differente. In questo paragrafo dopo aver descritto i risultati delle indagini, vengono analizzati in modo critico le peculiarità delle diverse prove con l'obiettivo di identificare il modello sismo stratigrafico del corpo rifiuti più affidabile. Sulla base di queste considerazioni, e a differenza dello studio di Calvi e Lai (2018) in cui furono analizzati due modelli di velocità indipendenti, in questo studio verrà definito un unico modello sismo-stratigrafico. Esso è quello ritenuto più rappresentativo e affidabile tenendo conto delle peculiarità nonché del diverso grado di affidabilità delle tecniche di indagine geofisica utilizzate nelle campagne pregresse.

Nel corso del 2016 sono state eseguite tre prove MASW (denominate MASW2016-1, MASW2016-2, MASW2016-3) e due prove Down Hole (denominate DH\_C2016-2 e DH\_C2016-3). Nella Figura 7 sono evidenziate (cerchio rosso) le prove geofisiche condotte sul corpo rifiuti.

La Figura 8 mostra i profili di velocità delle onde di taglio misurate nei rifiuti con le prove MASW e Down hole nella campagna del 2016. L'interpretazione delle prove Down Hole a partire dalle dromocrone fornisce significative oscillazioni del profilo di velocità che rendono difficile l'interpretazione (si veda Figura 9). Per contro, le tre MASW eseguite nel 2016 in una zona ravvicinata forniscono valori congruenti tra loro.

Nell'Ottobre 2017, a seguito del parere del Comitato Tecnico Scientifico (CTS) n.145 del 06/07/2017, ai fini di migliorare la caratterizzazione dei rifiuti è stata condotta una campagna d'indagine integrativa durante la quale sono state eseguite dalla Ditta SOLGEO le seguenti prove geofisiche nella discarica:

- N° 4 Prove MASW;
- N° 2 Prospezioni di sismica a rifrazione con interpretazione tomografica e con misura delle onde S e P.

Il rapporto SOLGEO (2017) riporta i dettagli delle misure eseguite a cui si rimanda per un maggior approfondimento. Nella Figura 10 sono evidenziate: in rosso la posizione delle prove MASW eseguite nella discarica e in verde la posizione dei due stendimenti di sismica a rifrazione.

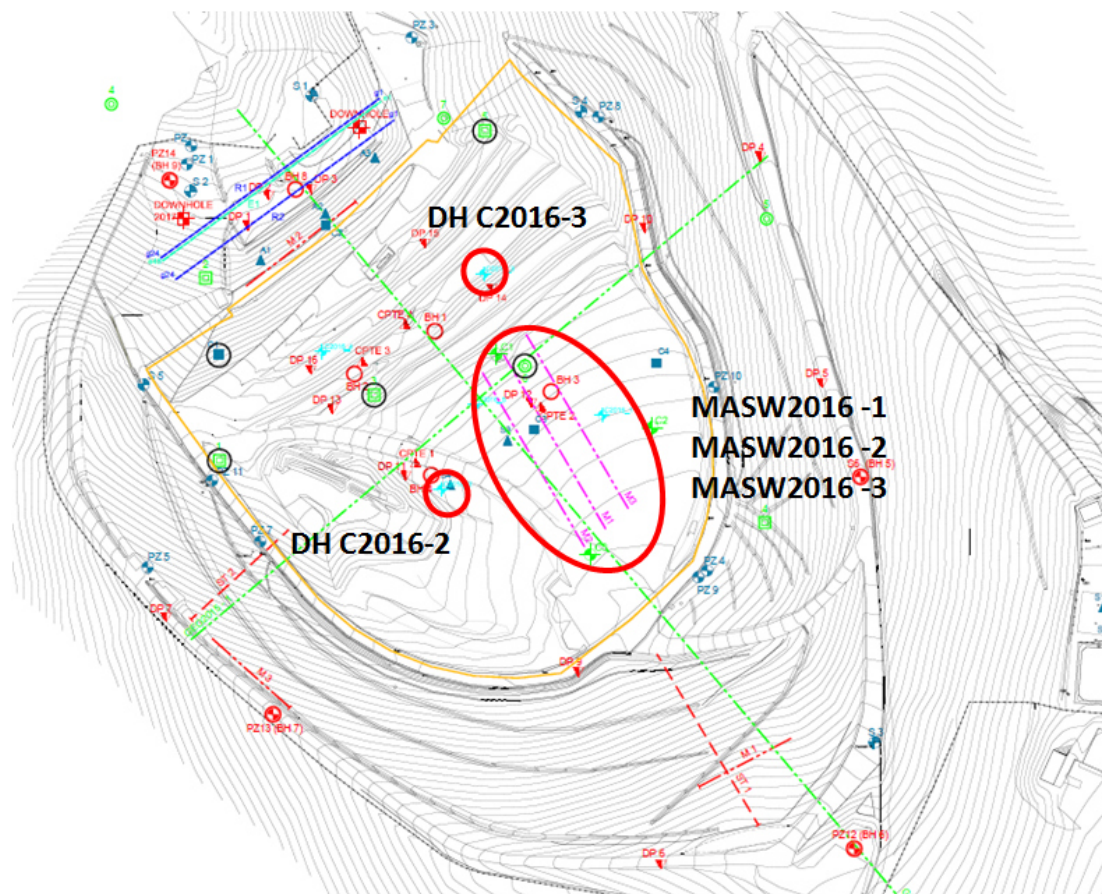
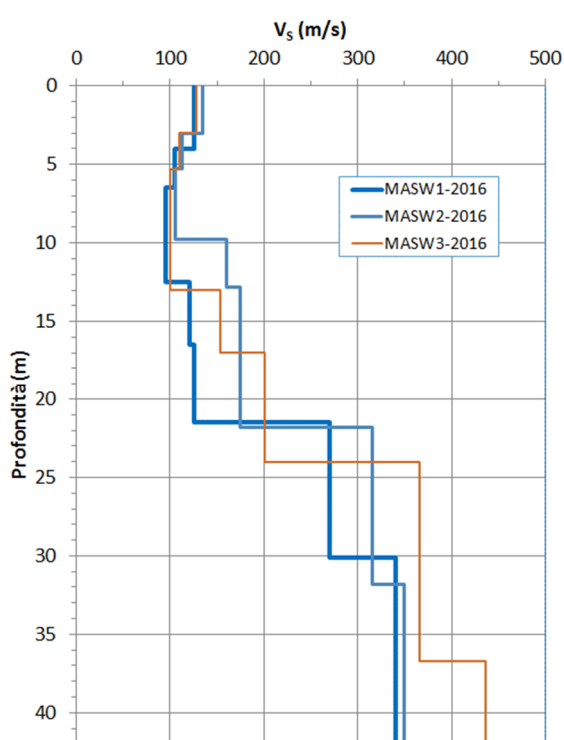
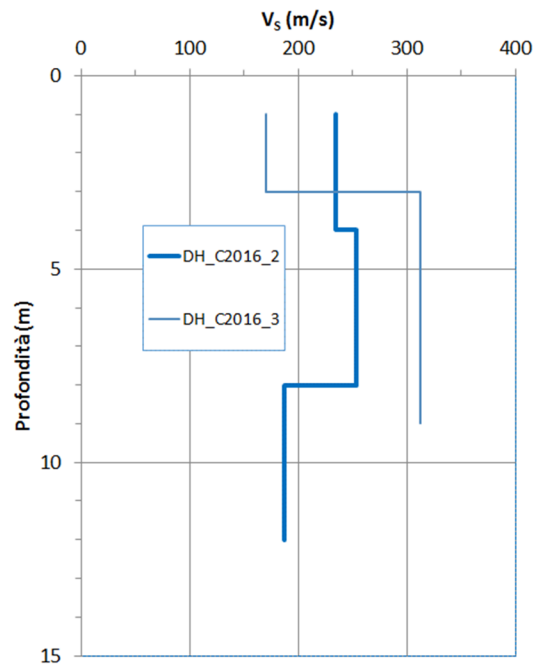


Figura 7 Localizzazione delle indagini in sito eseguite nell'area di discarica in cui sono evidenziate (cerchio rosso) le prove geofisiche condotte sul corpo rifiuti – campagna 2016.



a)



b)

Figura 8 Profili di velocità delle onde di taglio misurate nei rifiuti: a) MASW; b) Down Hole.

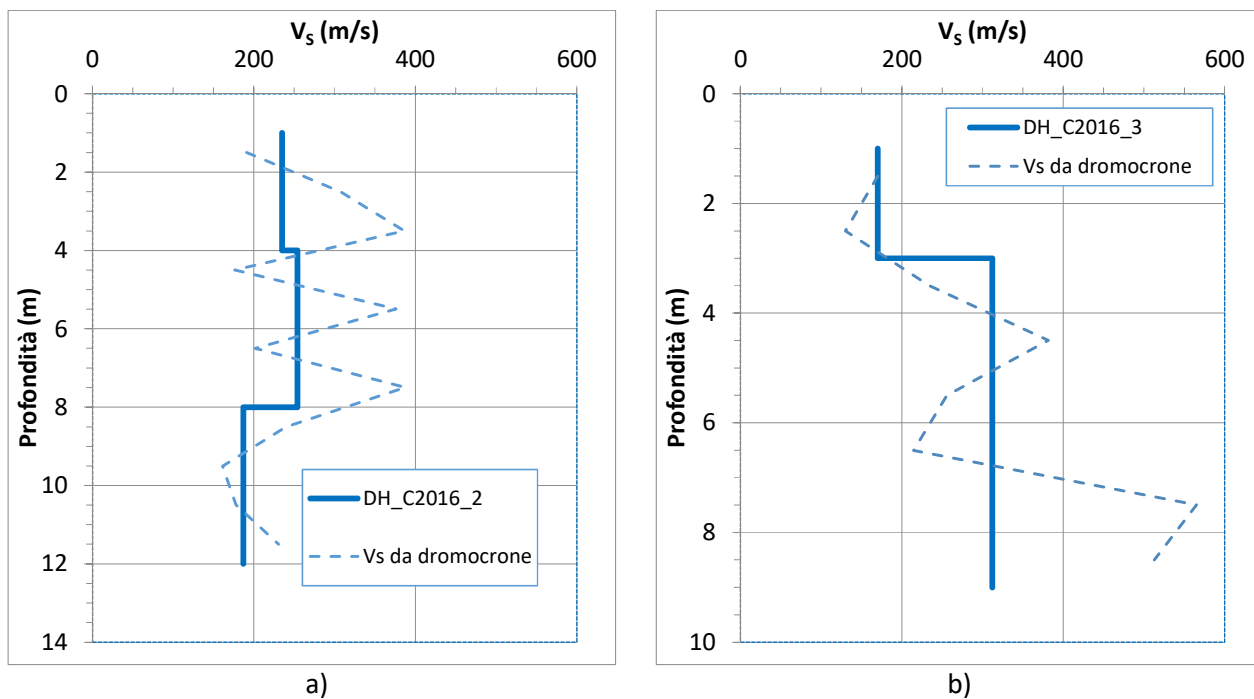


Figura 9 Profili di velocità di onde di taglio misurate nei rifiuti con prove Down Hole: a) C2016-2; b) C2016-3.

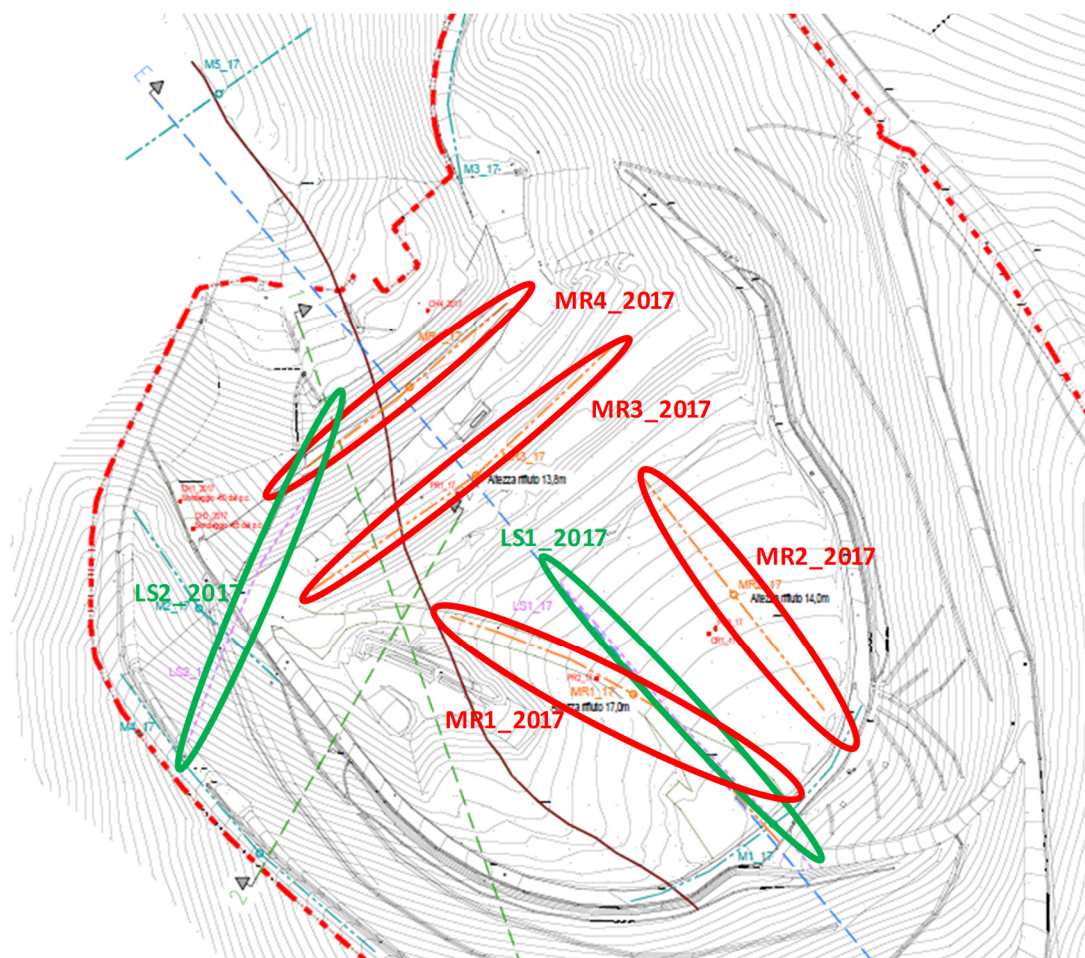


Figura 10 Localizzazione delle indagini in sito eseguite nell'area di discarica in cui sono evidenziate (in rosso prove MASW e in verde sismica a rifrazione) le prove geofisiche condotte sulla discarica – campagna 2017.

La Figura 11 mostra una foto aerea in cui sono stati individuati i due stendimenti di sismica a rifrazione eseguiti dalla Ditta SOLGEO. Il primo, denominato LS1, è stato eseguito lungo l'asse longitudinale della discarica in corrispondenza della sezione di massima pendenza, per una lunghezza di circa 115m. Per ragioni operative incontrate nella parte di valle della discarica, lo stendimento copre indicativamente metà della lunghezza della discarica. Il secondo stendimento, denominato LS2, è posizionato lungo la sponda sinistra della discarica, per una lunghezza di circa 115m, ed interessa anche l'argine di contenimento. La Figura 12 mostra i risultati della sismica a rifrazione lungo lo stendimento LS1 interpretata con tecnica tomografica, sia in termini di onde P, sia in termini di onde S. La scala cromatica consente di riconoscere la parte a bassa velocità, caratterizzante il rifiuto, che si distingue rispetto alla porzione a quota inferiore, dove si registra un aumento della velocità  $V_P$  e  $V_S$  delle onde P ed S rispettivamente (SOLGEO, 2017). Dall'analisi delle onde P si può osservare che nel corpo rifiuti  $V_P$  è dell'ordine dei 400÷500 m/s, valori significativamente inferiori alla velocità di propagazione delle onde P in acqua che è dell'ordine di 1500 m/s. Questo dato conferma l'assenza di fluidi interstiziali all'interno del corpo rifiuti.



LINEA	DIREZIONE	DESCRIZIONE	LUNGHEZZA
LS1	Direzione S-N centro discarica	Parallela all'asse mediano della discarica, collocata sul rifiuto	24 geofoni: 115 m
LS2	Direzione O-E	Perpendicolare all'asse mediano, dalla sponda sx fino a circa il centro discarica	24 geofoni: 115 m

Figura 11 Stendimenti di prospezione sismica a rifrazione eseguite durante la campagna di indagine integrativa del 2017 (da SOLGEO, 2017)



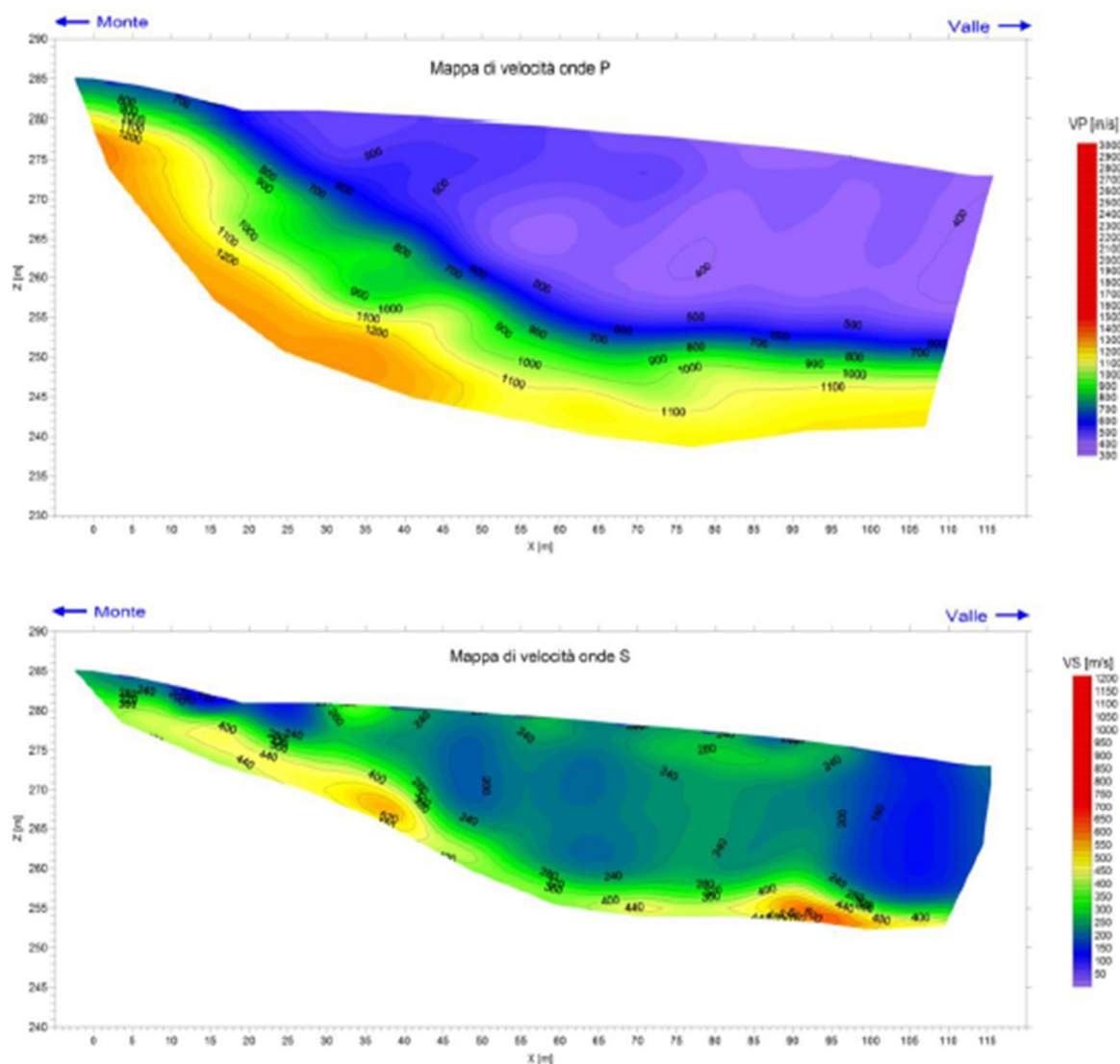


Figura 12 Inversione tomografica dei dati sismici lungo lo stendimento L1 onde P (in alto) e onde S (in basso) (da SOLGEO, 2017).

Sulla base dei risultati della prospezione sismica a rifrazione, SOLGEO ha identificato il corpo rifiuti caratterizzato da valori di  $V_P$  di poco superiori ai 400 m/s mentre i valori di  $V_S$  sono intorno a 200 m/s. La posizione del contatto tra il corpo rifiuti e l'Argilla a Palombini sottostante, stimata sulla base della misura di  $V_P$  e  $V_S$  è mostrata in Figura 13. Tale interpretazione è stata confrontata con la reale sezione della discarica (si veda Figura 14) riscontrando un sostanziale accordo tra l'interpretazione ottenibile dalla sismica a rifrazione e la reale geometria del manufatto.

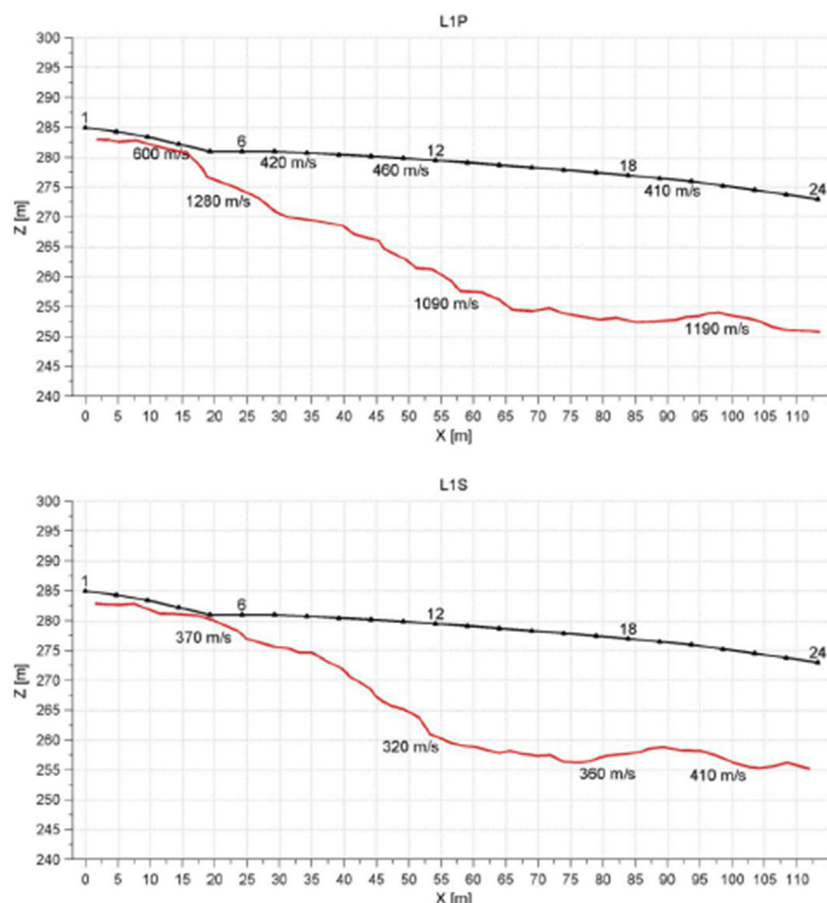


Figura 13 Stima della profondità del corpo rifiuti sulla base della prova di sismica a rifrazione lungo lo stendimento LS1: onde P in alto; onde S in basso (da SOLGEO 2017).

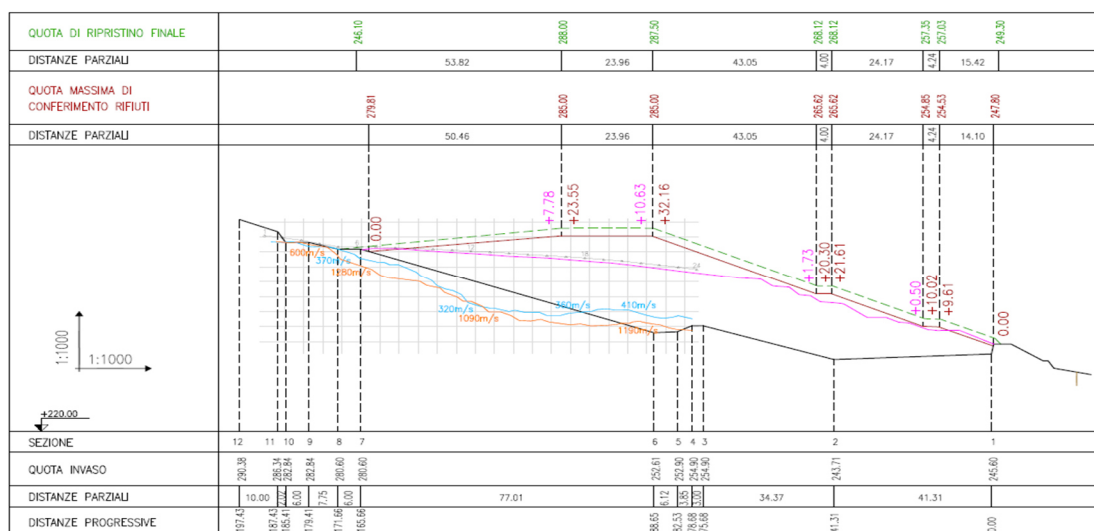


Figura 14 Confronto tra l'interpretazione ottenibile dalla sismica a rifrazione linea LS1 del contatto tra i rifiuti e l'argilla sottostante e la reale geometria (E1620028 – Palladio Team Fornovo, 2017).

La Figura 15 mostra i risultati della prospezione sismica a rifrazione lungo lo stendimento LS2 interpretata con tecnica tomografica, sia in termini di onde P, che di onde S. La linea percorre un tratto sul terreno naturale, mentre nella parte a quota inferiore lambisce l'argine a valle della discarica (SOLGEO, 2017).



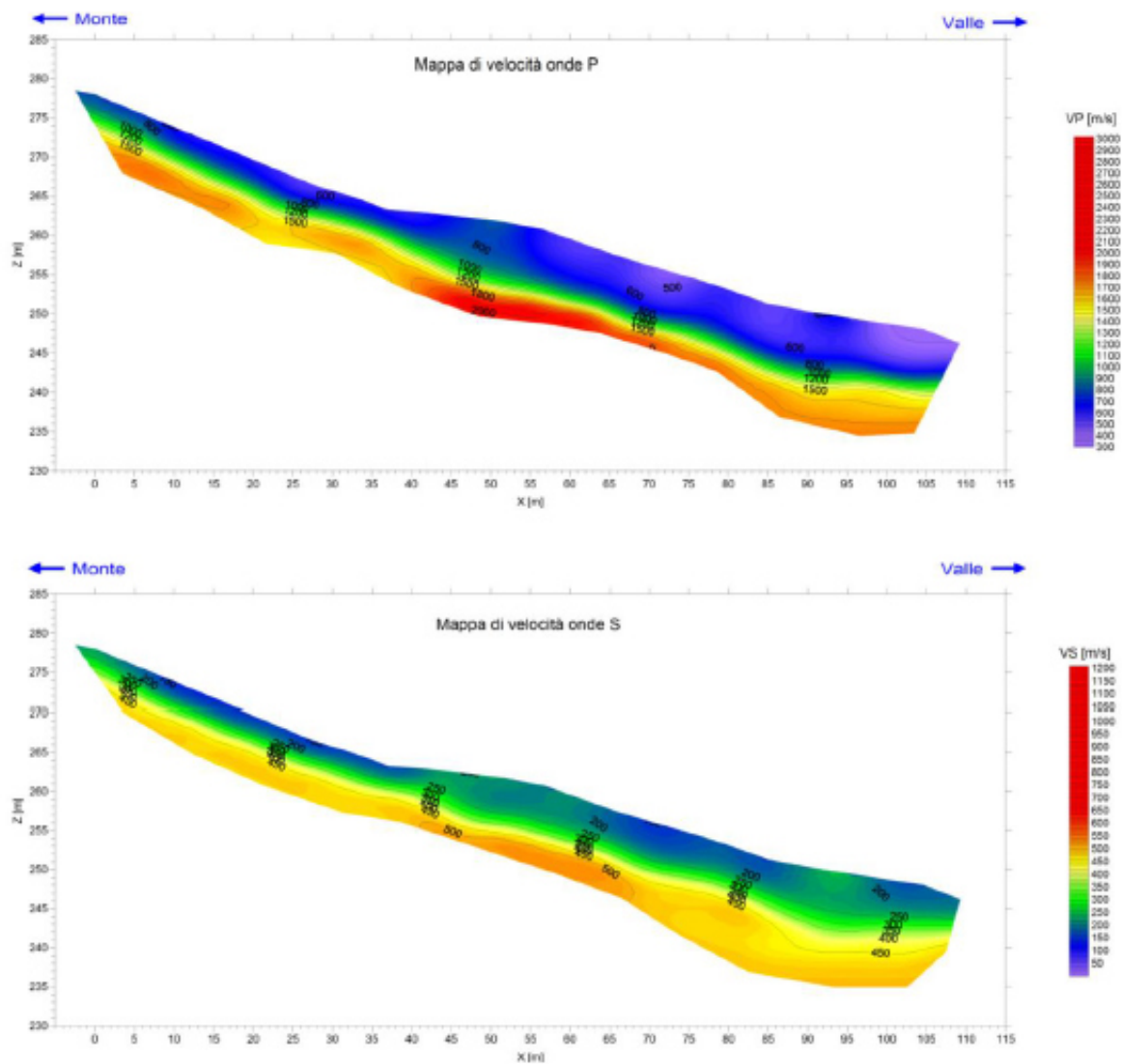


Figura 15 Inversione tomografica dei dati sismici lungo lo stendimento L2 onde P (in alto) e onde S (in basso) (da SOLGEO, 2017).

Sulla base dei risultati della prospezione sismica a rifrazione e del contrasto di velocità, SOLGEO ha identificato la posizione del substrato di argilla rispetto alla coltre superficiale (Figura 16). Si nota che la coltre superficiale nella prima porzione a monte risulta molto assottigliata. Nella parte a valle risulta ispessirsi in corrispondenza della porzione interessata dall'argine. Tale interpretazione è stata confrontata in Figura 17 con la reale sezione della discarica in cui è stata evidenziata la sezione dell'argine di confinamento.

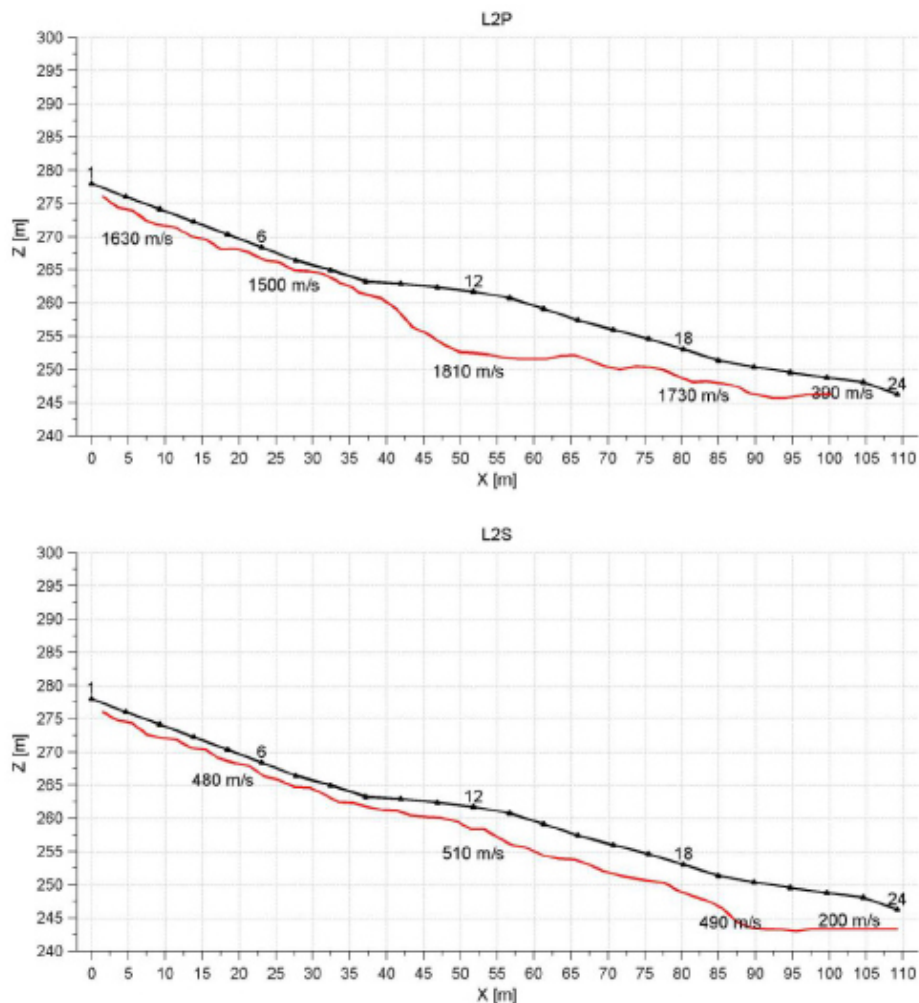


Figura 16 Stima della profondità del corpo rifiuti sulla base della prova di sismica a rifrazione lungo lo stendimento LS1: onde P in alto; onde S in basso (da SOLGEO 2017).

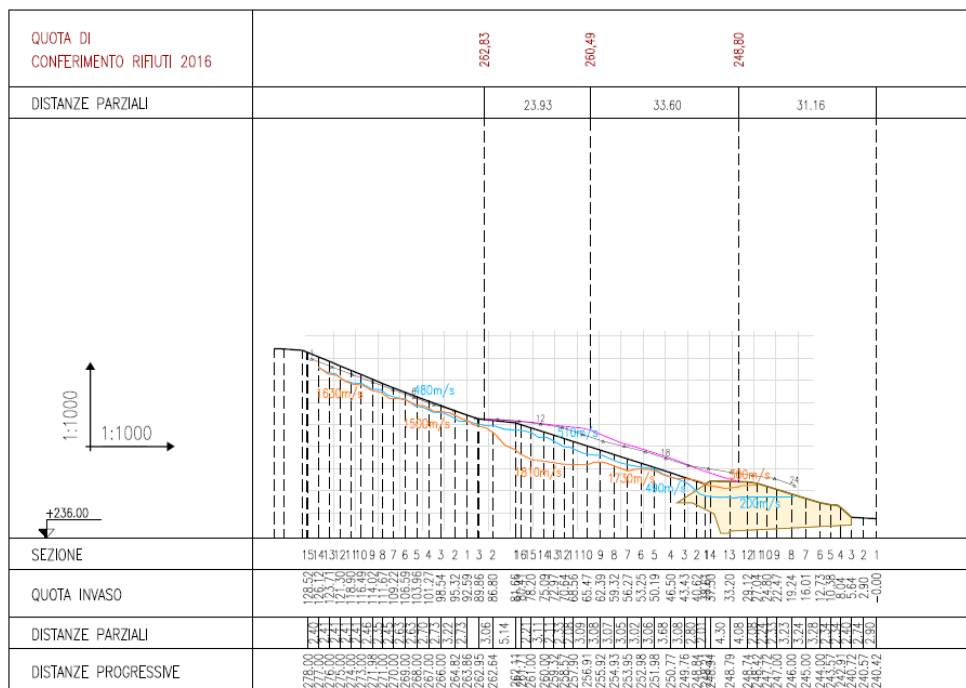


Figura 17 Confronto tra l'interpretazione ottenibile dalla sismica a rifrazione linea LS2 del contatto tra il substrato e la coltre superficiale e la reale geometria (E1620028 – Palladio Team Fornovo, 2017).

La Figura 18 mostra i profili di velocità delle onde di taglio misurati nell'area della discarica con le prove MASW durante la campagna di misure del 2017, di cui la prova denominata MR4 è stata eseguita sull'argine di contenimento.

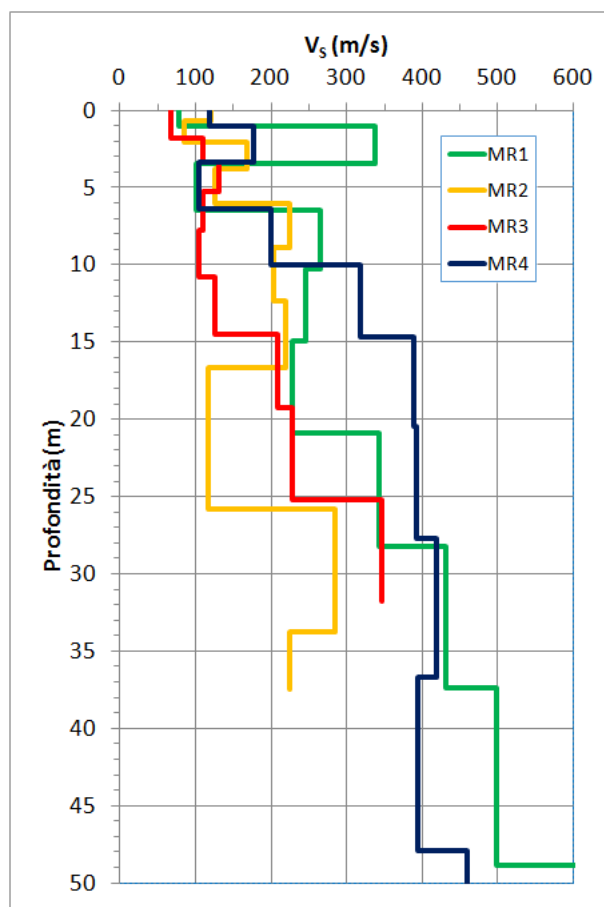


Figura 18 Profili di velocità di propagazione delle onde di taglio  $V_s$  ottenuti dalle prove MASW eseguite all'interno della discarica da SOLGEO nella campagna di misure del 2017.

### **Interpretazione dei dati sperimentali**

Ai fini della modellazione numerica è necessario definire un modello sismo-stratigrafico del corpo rifiuti, che sia rappresentativo dei dati sperimentali e che inoltre consenta una stima della velocità di propagazione delle onde di taglio  $V_s$  a profondità maggiori di quelle misurate. Infatti, le analisi numeriche sono state condotte nella configurazione geometrica di *massimo invaso* a cui corrispondono altezze di rifiuto superiori a quelle corrispondenti alla configurazione attuale. Pertanto, il modello sismo-stratigrafico del corpo rifiuti è stato definito come segue. Nella parte più superficiale, dove sono disponibili sia i risultati della prospezione sismica a rifrazione interpretata con la tecnica tomografica ed eseguita in modo indipendente per le onde P e le onde S (SOLGEO, 2017), sia i dati delle prove sismiche MASW, i valori assunti per il campo di  $V_s$  sono quelli forniti dalla prospezione sismica a rifrazione. Questa tecnologia, infatti, è caratterizzata da una maggiore affidabilità e accuratezza rispetto alle prove MASW che soffrono di una intrinseca incertezza epistemica legata alla assunzione di un modello di sottosuolo a strati piani e paralleli e con piano di campagna orizzontale. Tali ipotesi sono violate in maniera importante soprattutto nella parte più superficiale del corpo della discarica.

Durante la campagna di indagini geofisiche del 2017 è stata eseguita la linea sismica a rifrazione (LS1), con misura di  $V_s$  e  $V_p$ , che ha interessato in parte il corpo della discarica. La Figura 19 mostra i valori di velocità  $V_s$  misurati al variare della profondità. Poiché è di interesse valutare la dipendenza di  $V_s$  con la profondità, nel grafico di Figura 19 le  $V_s$  sono diagrammate senza tener conto della quota assoluta di prova. La Figura 19 mostra inoltre il profilo medio nonché il profilo medio  $\pm$  uno scarto quadratico medio. Anche in questo caso

le profondità utilizzabili sono limitate ad una profondità di circa 17.5 m. Esistono delle zone in cui la profondità del rifiuto è maggiore, ma i punti di misura sono limitati. In queste zone si osservano velocità  $V_s$  crescenti (presumibilmente legati alla presenza del deposito argilloso di base), che condizionano l'andamento del profilo medio alle profondità maggiori. Ai fini della definizione del modello sismo-stratigrafico sono state considerate velocità misurate fino a profondità di 15 m.

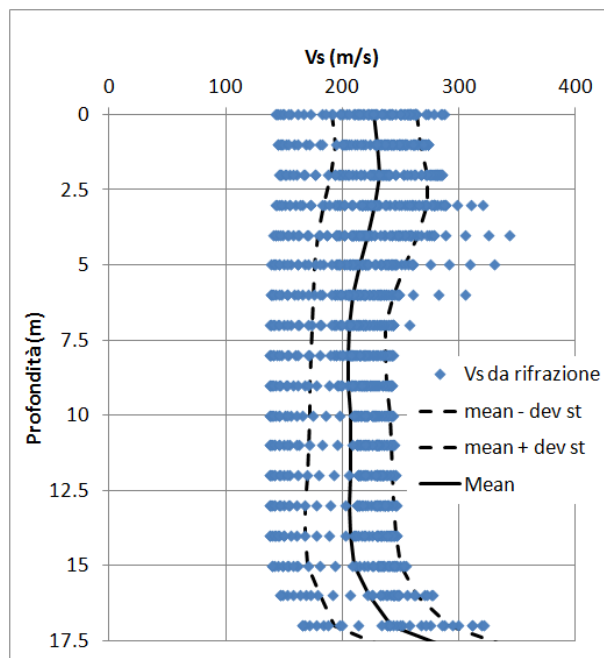


Figura 19 Valori di  $V_s$  misurati con la sismica a rifrazione lungo lo stendimento LS1 all'interno del corpo rifiuti: Rombi azzurri valori di  $V_s$  misurati; Profilo di velocità delle onde di taglio medio (linea nera continua)  $\pm$  uno scarto quadratico medio (linee nere tratteggiate).

Pertanto, come precedentemente discusso nella parte più superficiale e cioè fino alla profondità di 15 m, il modello sismo-stratigrafico è definito sulla base dei risultati della prospezione sismica a rifrazione. A profondità maggiori in assenza di altre informazioni, sono stati utilizzati i risultati disponibili delle prove sismiche MASW. La Figura 20 mostra il profilo medio nonché il profilo medio  $\pm$  uno scarto quadratico medio ottenuto dalle prove MASW. Per ottenere questi valori sono stati considerati solo le porzioni di profilo all'interno della discarica in accordo alle profondità illustrate in Tabella 3 che riassume l'altezza dello strato di rifiuto in corrispondenza delle prove MASW eseguite. Per ottenere i grafici di Figura 20, nella parte più superficiale non è stata considerata la prova MR1-2017 in cui è presente un anomalo incremento di velocità  $V_s$  tra 1 e 3 m circa. Le prove MASW sono state eseguite in zone diverse della discarica e dunque a quote differenti, tuttavia poiché è di interesse valutare la dipendenza di  $V_s$  con la profondità, nel grafico di Figura 20 le  $V_s$  sono diagrammate non tenendo conto della quota assoluta di prova.

Tabella 3: Altezza rifiuto in corrispondenza delle prove MASW eseguite

Prova	Altezza rifiuto
MASW 1 2016	19.9 m
MASW 2 2016	19.5 m
MASW 3 2016	17.6 m
MASW MR1 2017	17.0 m
MASW MR2 2017	14.0 m
MASW MR3 2017	13.8 m

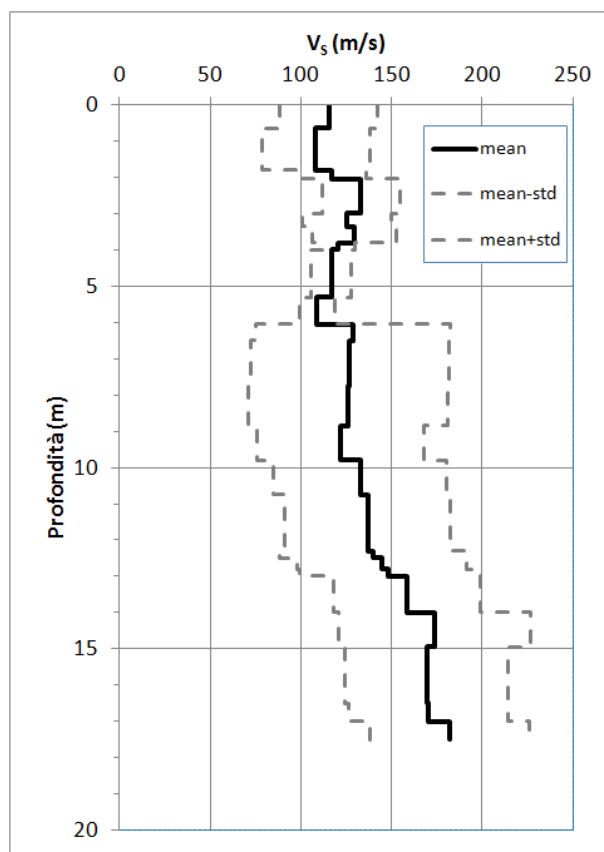


Figura 20 Profilo di  $V_s$  medio (linea nera continua)  $\pm$  uno scarto quadratico medio (linee grigie tratteggiate) ottenuto dalle prove MASW eseguite nel 2016 e nel 2017 nel corpo rifiuti.

Come sopra menzionato, le analisi di stabilità della discarica riguardano la configurazione di massimo invaso, e dunque con riferimento a strati di rifiuto in cui non è attualmente possibile effettuare delle misure delle proprietà meccaniche. Per definire il modello sismo-stratigrafico alle profondità di interesse, in Figura 21 sono stati diagrammati i valori di  $V_s$  in corrispondenza della profondità media di ogni strato ottenuti dai profili di  $V_s$  delle prove MASW. La Figura 21 mostra che a partire da circa 8 m di profondità, entro la quale la  $V_s$  assume valori all'incirca costanti, l'andamento di  $V_s$  cresce in modo proporzionale alla profondità (cerchietti azzurri in Figura 21). Per tenere conto di questa evidenza sperimentale il profilo di  $V_s$  nei rifiuti è stato esteso fino a circa 30 m di profondità estrapolando i dati sperimentali sulla base di una interpolazione lineare come mostrato in Figura 21 (quadrantini rossi).

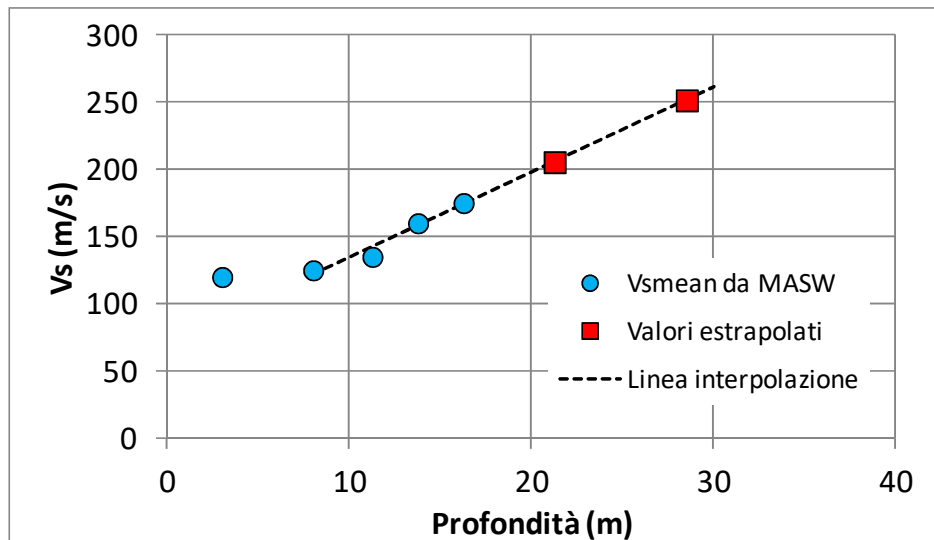


Figura 21 Velocità  $V_s$  nei rifiuti da prove MASW: i cerchietti azzurri corrispondono ai valori di  $V_s$  medi misurati nelle prove MASW; la linea nera tratteggiata corrisponde alla linea di interpolazione; i quadratini rossi corrispondono ai valori di  $V_s$  estrapolati per le profondità di rifiuto maggiori.

In sintesi: il modello sismo-stratigrafico della discarica è stato definito con riferimento ai risultati della prospezione sismica a rifrazione per la parte più superficiale della discarica (profondità  $\leq 15$  m). A profondità maggiori si sono utilizzati i valori di  $V_s$  misurati nelle prove MASW fin dove disponibili, oltre si è fatto riferimento alla estrapolazione lineare mostrata in Figura 21.

La Figura 22 illustra il profilo di  $V_s$  utilizzato nel modello sismo-stratigrafico (linea rossa tratteggiata). Nella figura è anche riportato nella parte più superficiale, il valore medio del profilo di  $V_s$  ottenuto dai risultati della prospezione a rifrazione interpretata con metodo tomografico (linea continua nera).

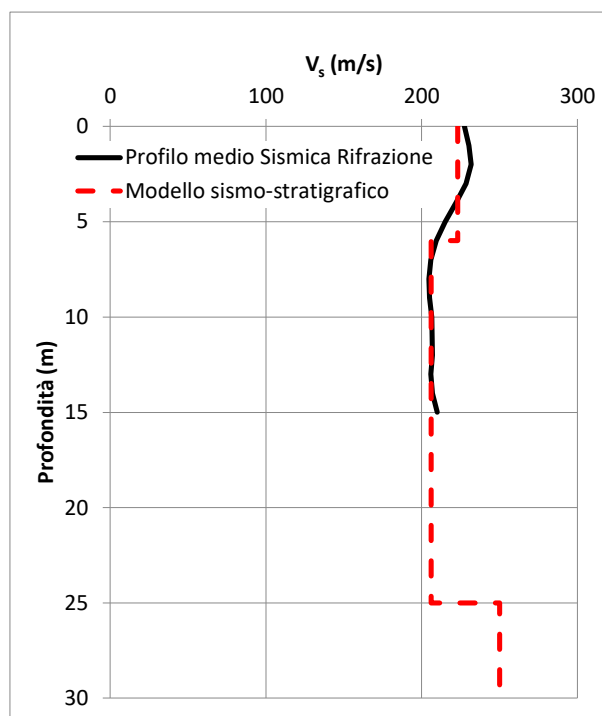


Figura 22 Modello sismo-stratigrafico dei rifiuti presenti nella discarica (linea rossa tratteggiata) e confronto con il profilo medio di  $V_s$  misurato con la prospezione sismica a rifrazione (linea continua nera).

Per quel che concerne gli altri parametri, in Figura 23 sono stati definiti i moduli elastici assegnati al modello numerico con riferimento alla numerazione delle diverse zone della discarica. La Tabella 4 riassume i moduli di taglio  $G_{max}$  e di compressibilità  $K_{max}$  a piccole deformazioni per le zone denominate 3, 4 e 5 corrispondenti ai rifiuti (vedi Figura 23 per l'identificazione delle diverse zone). Questi parametri sono stati determinati a partire dai profili  $V_s$  mostrati in Figura 22. Il coefficiente di Poisson è stato assunto pari a 0.45 per la zona 3 in cui è presente il percolato. Nelle zone 4 e 5 tale parametro è stato assunto uguale a 0.4 sulla base dei valori  $V_s$  e  $V_p$  misurati nella prova sismica Down Hole.

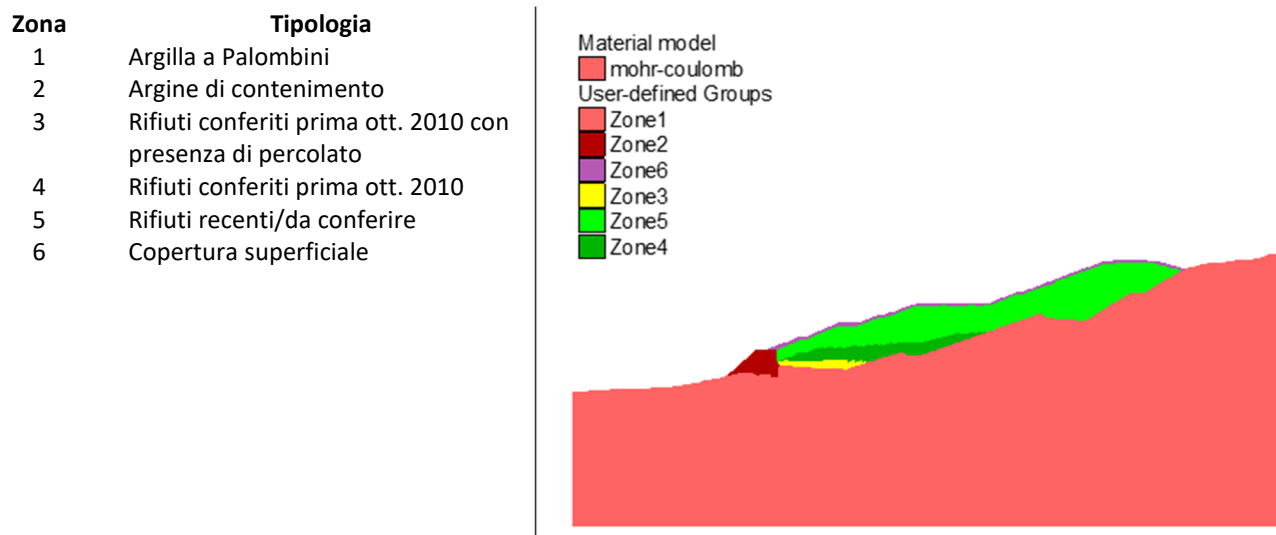


Figura 23 Denominazione delle diverse aree individuate nella sezione trasversale della discarica.

Tabella 4: Moduli elastici assunti per i rifiuti sulla base del modello sismostratigrafico.

			Rifiuti	Zona 3	Rifiuti	Zona 4	Rifiuti	Zona 5
			$\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )	1427	$\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )	1019	$\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )	1437
			$\nu$ (-)	0.45	$\nu$ (-)	0.4	$\nu$ (-)	0.4
$Z_{sup}$	$Z_{inf}$	$V_s$	$G_{max}$	$K_{max}$	$G_{max}$	$K_{max}$	$G_{max}$	$K_{max}$
m	m	m/s	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa
0	6	223	70.96	685.98	50.67	236.48	71.46	333.48
6	10	206	60.56	585.38	43.24	201.80	60.98	284.58
10	12.5	206	60.56	585.38	43.24	201.80	60.98	284.58
12.5	15	206	60.56	585.38	43.24	201.80	60.98	284.58
15	17.5	206	60.56	585.38	43.24	201.80	60.98	284.58
17.5	25	206	60.56	585.38	43.24	201.80	60.98	284.58
	>25	251	89.90	869.06	64.20	299.59	90.53	422.48

#### 5.1.1.2 Argine di contenimento e copertura superficiale

Nella campagna di indagini sperimentali del 2017 sull'argine di contenimento (zona 2 di Figura 23) è stata eseguita una prova MASW (MR4) mostrata in Figura 18 nonché una prospezione sismica a rifrazione (stendimento LS2 in Figura 15). Ai fini della definizione del modello sismostratigrafico dell'argine sono stati utilizzati i risultati della prospezione sismica a rifrazione per ragioni già precedentemente discusse. La Figura 24 mostra il profilo medio di  $V_s \pm$  uno scarto quadratico medio all'interno dell'argine in corrispondenza della zona sommitale di massima quota. Dalla Figura 24 si può notare la ridotta variabilità dei valori misurati.



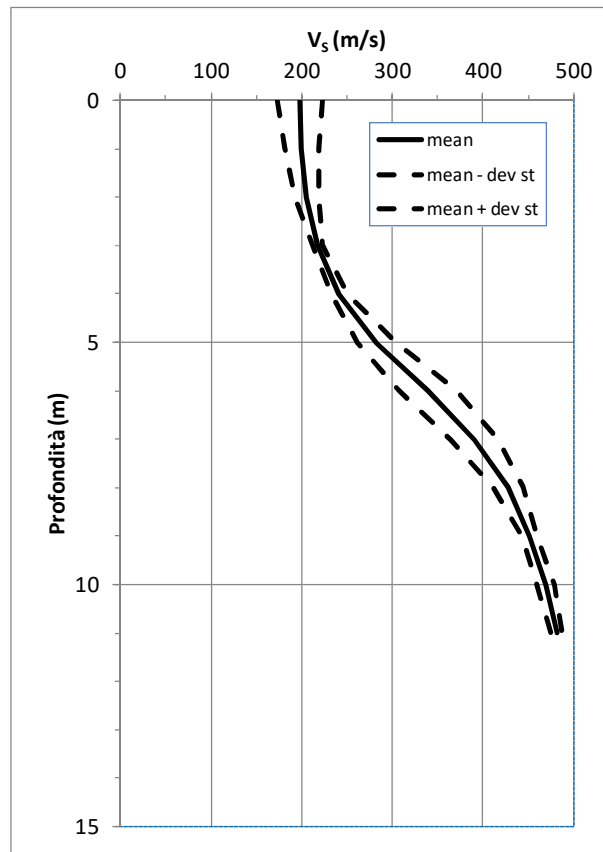


Figura 24 Profilo di  $V_s$  medio  $\pm$  uno scarto quadratico medio ottenuto dalla prospezione sismica a rifrazione lungo lo stendimento LS2 (SOLGEO, 2017) in corrispondenza dell'argine di contenimento.

Ai fini delle analisi di stabilità della discarica si è fatto riferimento al profilo medio di  $V_s$ , tale profilo mostra valori all'incirca costanti di questo parametro nella parte più superficiale (i.e. circa 3m) per poi crescere proporzionalmente con la profondità (Figura 25). Sulla base di tali evidenze, per l'argine di contenimento si è assunto il seguente modello sismostratigrafico:

$$z \leq 3 \text{ m} \rightarrow V_s = 200 \text{ m/s}$$

$$z > 3 \text{ m} \rightarrow V_s = 96.994 + 39.276 \cdot z$$

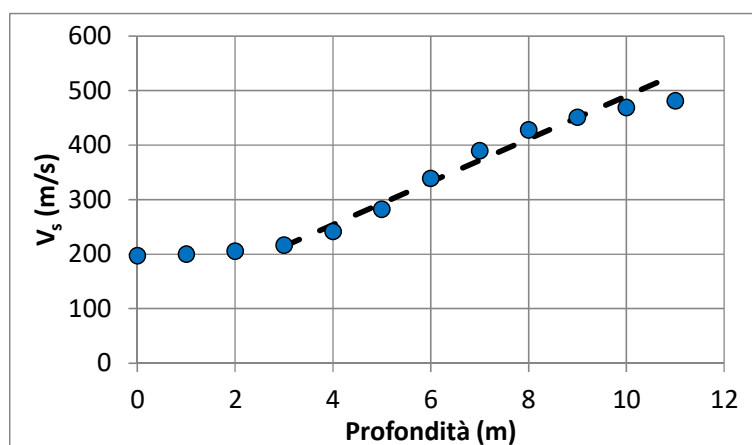


Figura 25 Modello di  $V_s$  nel rilevato di contenimento di valle desunto dalla prospezione sismica a rifrazione.

Il profilo di  $V_s$  è definito come profilo medio rilevato sull'argine esistente considerando che la geometria del manufatto sarà modificata e allo stato attuale non si hanno ulteriori informazioni sulle variazioni di tale profilo. Nella analisi dinamica è stato assunto un modello di  $V_s$  corrispondente a quello rappresentato in Figura 25.

Per lo strato di copertura superficiale ("capping") (zona 6 di Figura 23) non sono disponibili misure di velocità di propagazione delle onde di taglio poiché non ancora esistente, per tale motivo il valore di  $V_s$  è stato fissato sulla base di correlazioni empiriche di letteratura (ad es. Kramer, 1996). Il ricoprimento ("capping") è costituito da un'alternanza di materiale granulare e coesivo, compattato. Per tale strato si è assunto un valore di  $V_s$  pari a 150 m/s che corrisponde al minimo valore misurato in superficie nelle argille di base della discarica. La Tabella 5 riassume i moduli elastici utilizzati nelle analisi di stabilità per lo strato di ricoprimento.

Tabella 5: Moduli elastici utilizzati per il "capping"

Zona	Strato	$V_s$ (m/s)	$\nu$ (-)	$G_{max}$ (MPa)	$K_{max}$ (MPa)
6	Capping	150	0.3	45	146

### 5.1.2 Formazioni argillose di base

#### Risultati delle indagini sperimentali

Nelle argille di base sono state condotte diverse campagne di indagine tra il 2012 e la prima parte del 2017. In particolare, sono state eseguite tre prove MASW (denominate MASW2012-1, MASW2012-2, MASW2012-3) e due prove Down Hole (denominate S\_DH\_2016 e S\_DH2\_C2017). Nella Figura 26 sono evidenziate (cerchio rosso) le prove geofisiche condotte nelle argille di base, in particolare la prova Down Hole S\_DH\_2016 e le prove MASW 2012-1 e MASW 2012-2 eseguite nelle Argille a Palombini. La prova Down Hole S\_DH2\_C2017 si trova nella zona di contatto tra le Argille a Palombini e le Argille di Lugagnano, mentre la prova MASW2012-3 è stata eseguita nelle Argille di Lugagnano.

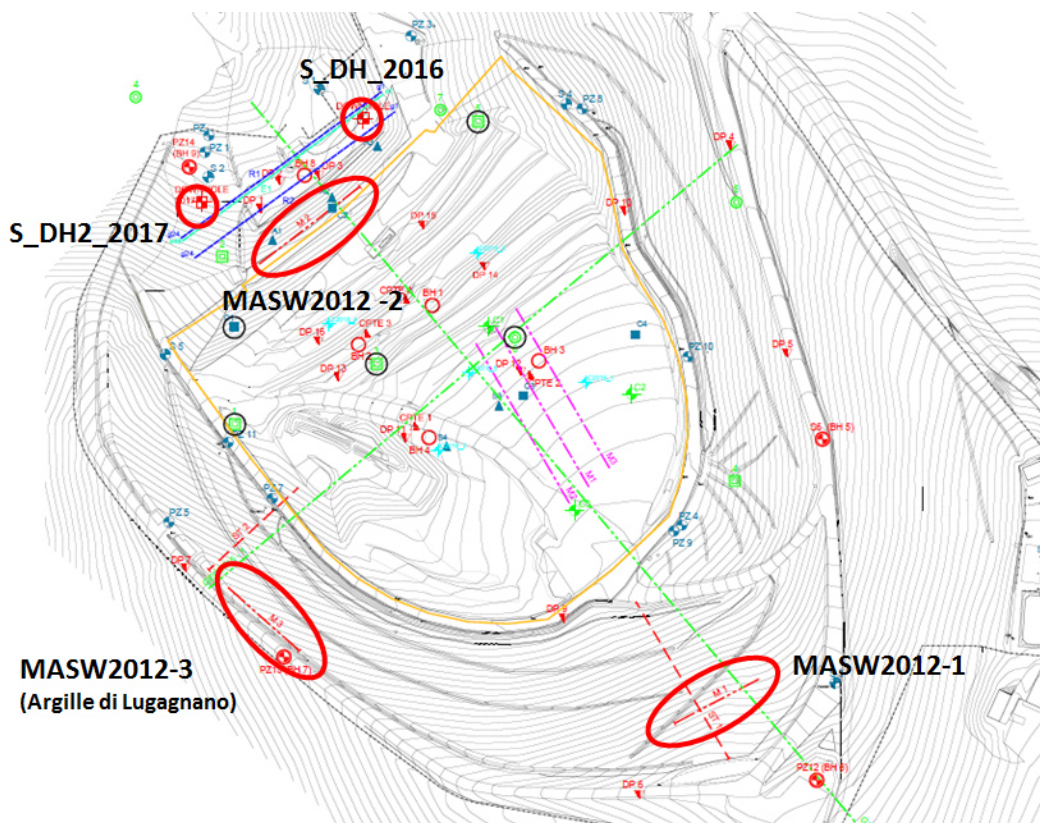
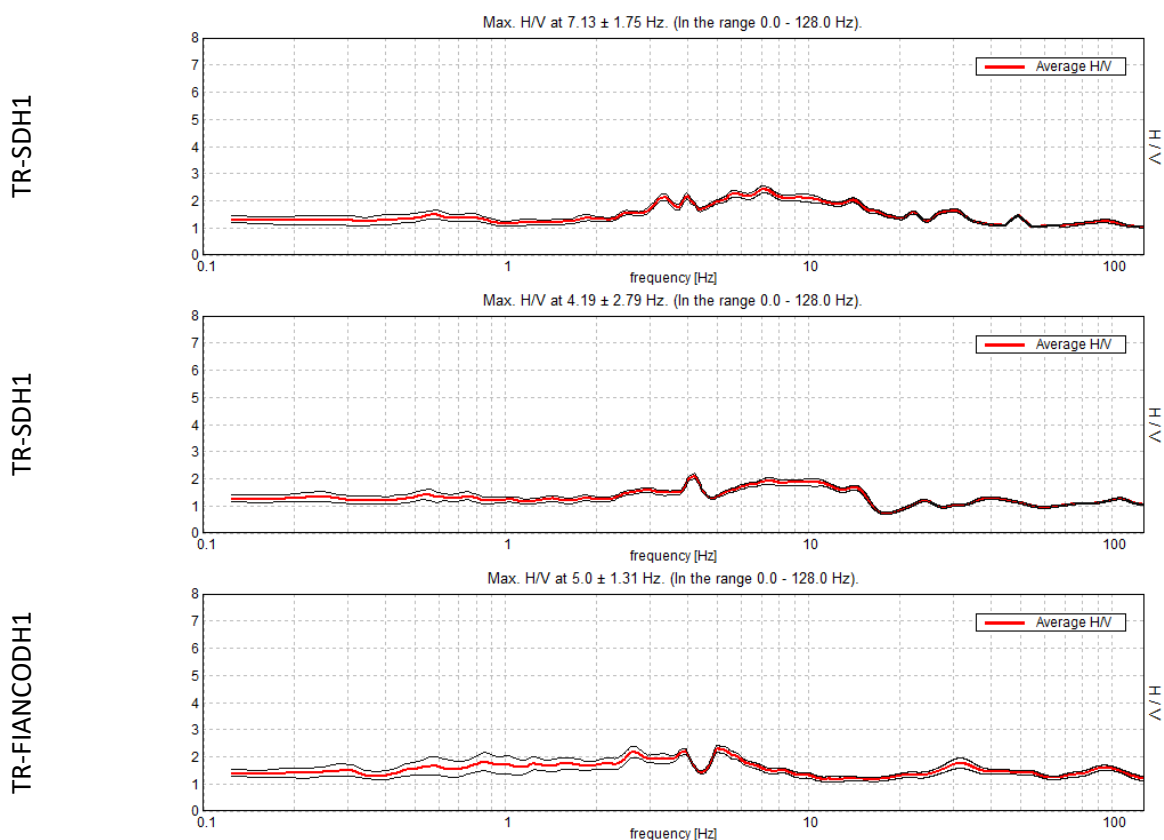


Figura 26 Localizzazione delle indagini geofisiche (cerchio rosso) condotte tra il 2012 e la prima metà del 2017 eseguite nell'area della discarica esterna al corpo rifiuti.

Nella primavera 2017 sono state eseguite n° 4 prove di acquisizione di rumore ambientale a singola stazione HVSR, la cui posizione è mostrata in Figura 27. Le prove sono state eseguite sia sul lato destro che sul lato sinistro della discarica e dunque hanno interessato sia la formazione delle Argille a Palombini sia quella delle Argille di Lugagnano. Le prove HVSR sono state effettuate per verificare la presenza di frequenze dominanti al fine di identificare l'eventuale presenza di un forte contrasto di impedenza nelle argille di base. I rapporti H/V ottenuti sono riportati in Figura 28, nessuna delle quattro prove mostra una particolare frequenza dominante a conferma dell'omogeneità del substrato di base.



Figura 27 Localizzazione delle 4 prove di acquisizione di rumore ambientale a singola stazione HVSR





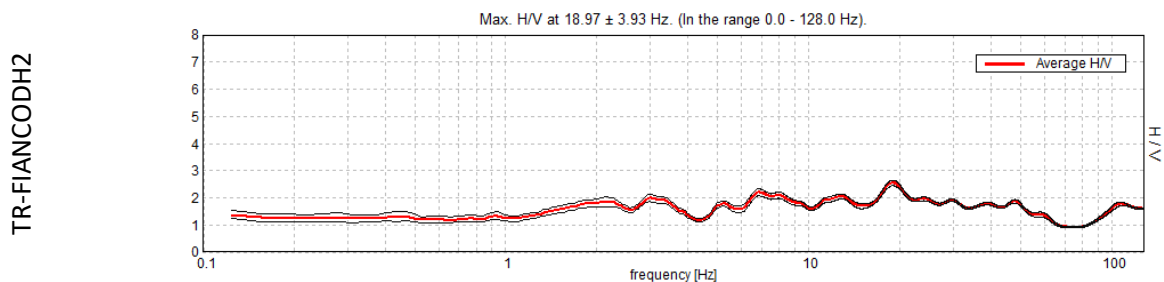


Figura 28 Rapporti H/V per le 4 prove di acquisizione di rumore ambientale HVSR eseguite nel 2017

Nell'autunno 2017, a valle delle richieste contenute nel parere n. 145 del CTS, sono state eseguite da parte della ditta SOLGEO nelle argille di base le seguenti ulteriori prove:

- N° 5 prove MASW (denominate M1\_2017, M2\_2017, M3\_2017, M4\_2017, M5\_2017);
- N°1 prova Cross-Hole fino ad una profondità di circa 60m.

Nella Figura 29 sono evidenziate (cerchio rosso) le prove geofisiche eseguite nelle argille di base nella campagna del 2017. In particolare, le prove MASW M1\_2017 e M3\_2017 sono state effettuate nelle Argille a Palombini. Le prove MASW M2\_2017 e M4\_2017 sono state effettuate nelle Argille di Lugagnano, mentre la prova MASW M5\_2017 si trova in prossimità della zona di contatto tra le Argille a Palombini e le Argille di Lugagnano. La prova sismica Cross-Hole doveva inizialmente interessare la parte superiore delle Argille di Lugagnano e la parte inferiore delle Argille a Palombini, tuttavia a valle di una nuova interpretazione geologica, essa è da considerarsi interamente all'interno della formazione delle Argille di Lugagnano.

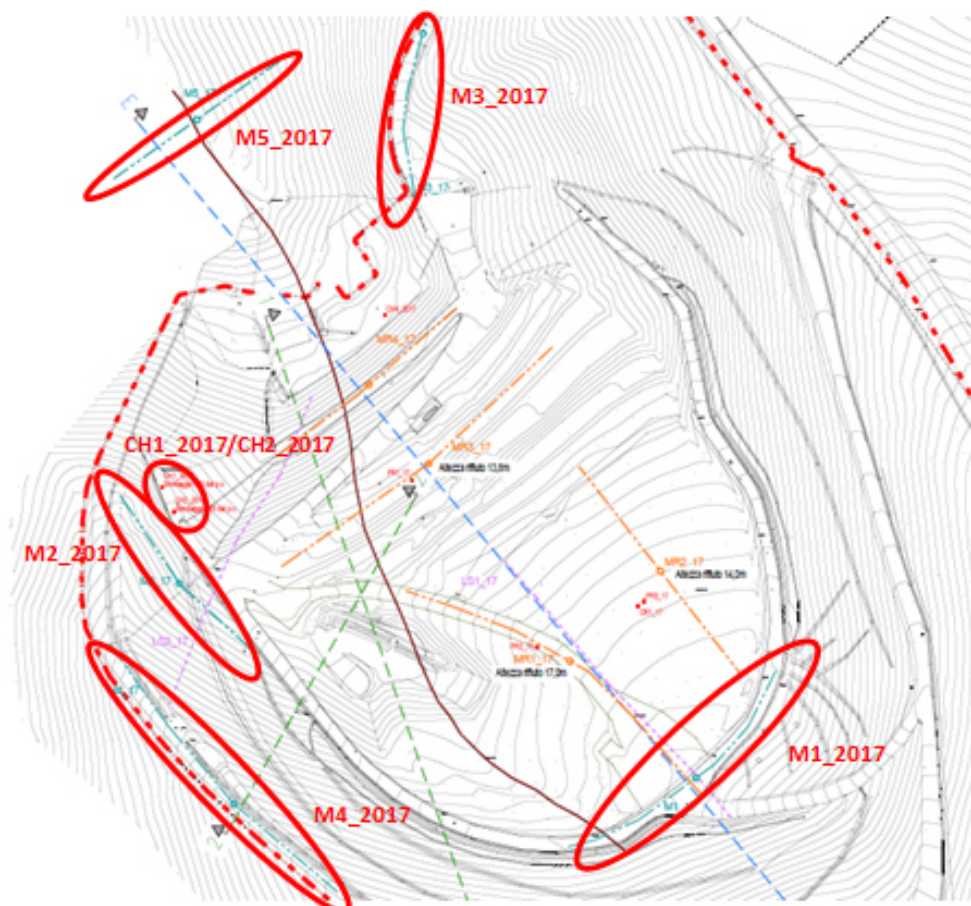


Figura 29 Localizzazione delle indagini geofisiche (cerchio rosso) condotte nell'autunno 2017 dalla ditta SOLGEO ed eseguite nell'area di discarica esterna al corpo rifiuti.

### Interpretazione dei dati sperimentali

Sulla base dei risultati delle indagini geofisiche effettuate, è stato definito un modello sismo-stratigrafico che interessa esclusivamente le Argille a Palombini poiché la sezione di analisi della discarica riguarda solo questa formazione geologica di base.

Per la definizione del profilo di velocità  $V_s$  nelle Argille a Palombini sono stati utilizzati i risultati delle seguenti prove geofisiche di tipo sismico: Down Hole S-DH\_2016; MASW1-2012; MASW M1\_2017; MASW M3\_2017. La prova Down Hole è stata reinterpretata a partire dalle curve dromocrone. Sono state escluse dalla definizione del modello le prove sismiche eseguite nella zona di transizione tra le Argille a Palombini e quelle di Lugagnano (i.e. MASW2-2012; MASW M5\_2017; Down Hole S\_DH2\_2017). La Figura 30 illustra i valori di  $V_s$  misurati nelle Argille a Palombini. Essi sono stati adattati utilizzando un modello lineare a tratti in modo da distinguere la variazione  $V_s$  nella parte più superficiale da quella più profonda della formazione di base.

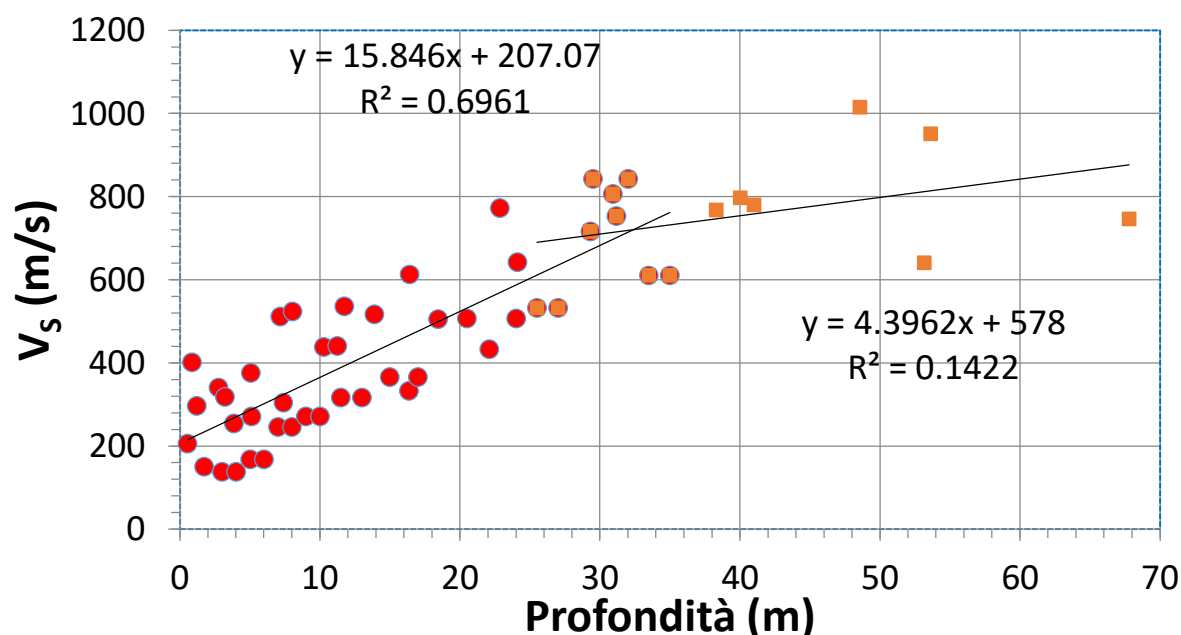


Figura 30 Valori di  $V_s$  nelle Argille a Palombini misurati nelle prove: Down Hole S-DH\_2016; MASW1-2012; MASW M1\_2017; MASW M3\_2017 e adattamento dei dati con un modello lineare a tratti.

La Figura 31 mostra i profili di  $V_s$  misurati nelle prove Down Hole S-DH\_2016, MASW1-2012, MASW M1\_2017 e MASW M3\_2017 nelle Argille a Palombini e la corrispondente relazione di adattamento che definisce il modello di  $V_s$ . Dall'analisi della figura si osserva che nell'ambito della profondità indagata i profili di  $V_s$  misurati sono congruenti tra loro e sono ben interpretati dalla legge bi-lineare utilizzata. Tale legge indica che valori di  $V_s$  pari a 800 m/s, caratterizzanti suoli di categoria A nelle NTC 2018, si raggiungono a profondità comprese tra 40 e 50 m.

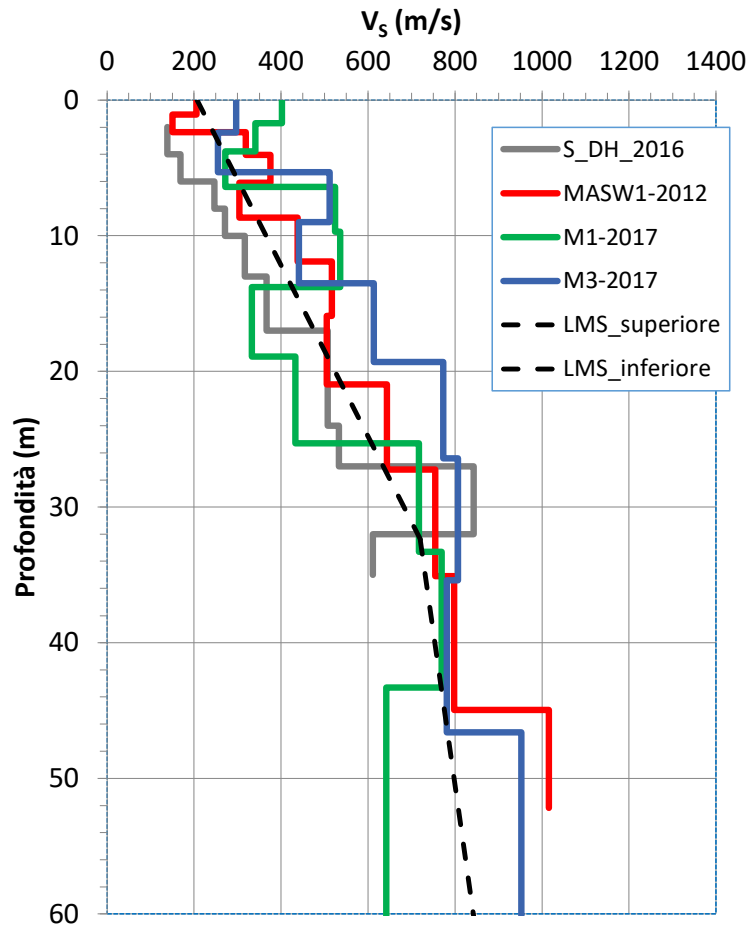


Figura 31 Profili di  $V_s$  misurati nelle prove Down Hole S-DH\_2016; MASW1-2012; MASW M1\_2017; MASW M3\_2017 nelle Argille a Palombini e confronto con il modello di velocità bi-lineare ottenuto per adattamento nella Figura 30.

### **Implementazione dei profili sismo-stratigrafici nel modello di numerico**

Definita la relazione  $V_s$ -profondità per le Argille a Palombini (Figura 30) è necessario compiere un ulteriore passaggio per poter estendere i profili di velocità 1D ad un modello numerico bidimensionale. Questo si rende necessario per tener conto del diverso livello di confinamento presente al di sotto della discarica a causa del minor peso dei rifiuti rispetto a quello della formazione argillosa di base. Per tale motivo è stata definita la relazione  $V_s$ - $\sigma_{vo}$  (dove  $\sigma_{vo}$  è la tensione verticale totale) e da quest'ultima la relazione tra il modulo di taglio a piccole deformazioni ( $G_{max}$ ) e  $\sigma_{vo}$ :

$$V_s \text{ versus profondità} \rightarrow V_s \text{ versus } \sigma_{vo} \rightarrow G_{max} \text{ versus } \sigma_{vo}$$

La Figura 32a) mostra per le Argille a Palombini la relazione tra  $V_s$  e la tensione di confinamento, mentre la Figura 32b) la relazione tra modulo di taglio massimo e tensione di confinamento.

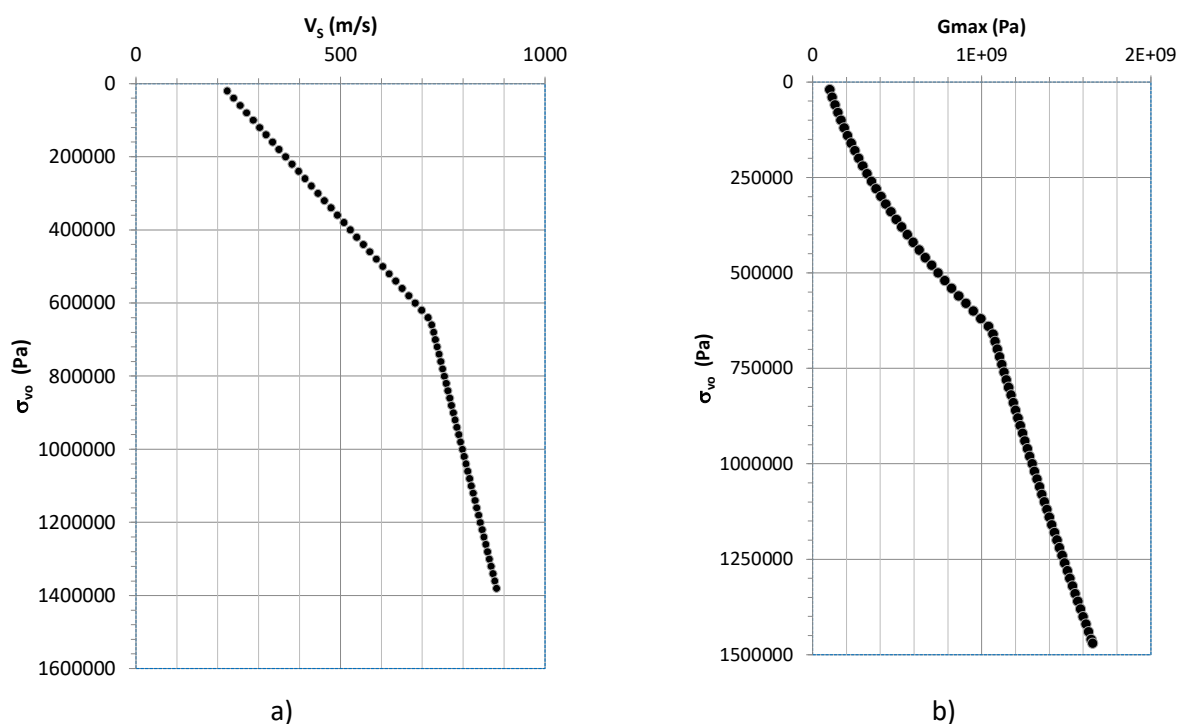


Figura 32 a) Relazione  $V_s$ -  $\sigma_{vo}$ ; b) Relazione  $G_{max}$ -  $\sigma_{vo}$ .

## 5.2 Curve di decadimento del modulo di taglio

### 5.2.1 Corpo discarica

Durante la campagna di indagini dell'autunno 2017 sono stati prelevati dei campioni di materiale del corpo della discarica che successivamente sono stati sottoposti a prove di laboratorio per la determinazione della curva di decadimento del modulo di taglio. In particolare, sono state eseguite due prove di taglio torsionale ciclico dal laboratorio Geomeccanico Orazi su campioni prelevati dal sondaggio CR1\_17 con un livello di confinamento pari a 100 kPa. I risultati delle prove sono mostrati in Figura 33.

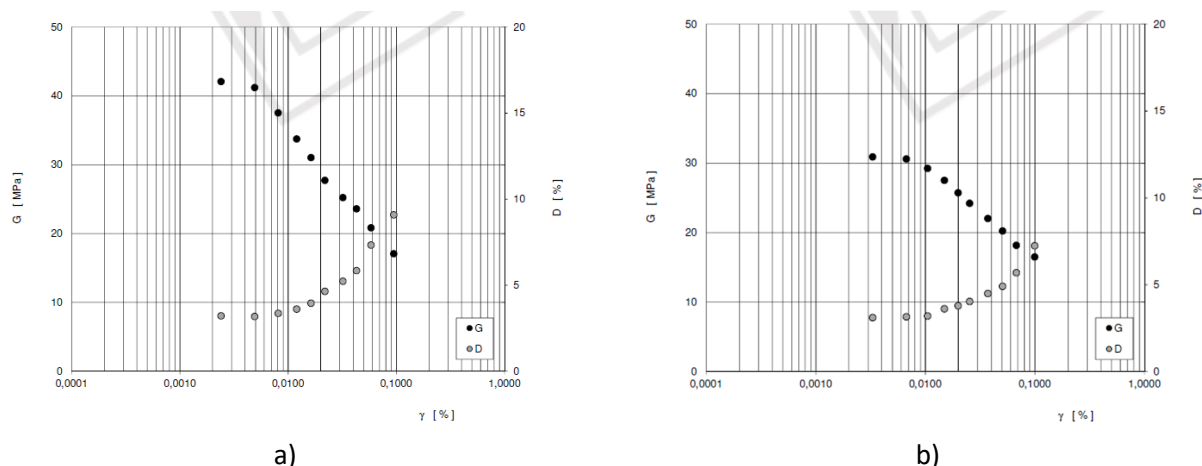


Figura 33 Prove di taglio torsionale ciclico eseguite dal laboratorio Geomeccanico Orazi, campioni prelevati dal sondaggio CR1\_17, prove eseguite per un livello di confinamento di 100 kPa: a) campione "VA 17/0464\_CSP" prelevato tra 4,5 e 5,0m di profondità; b) campione "VA 17/0465\_CSP" prelevato tra 7,5 e 8,0 m di profondità.



Sono inoltre state eseguite due prove di colonna risonante e taglio torsionale ciclico dal laboratorio dell'Università Federico II di Napoli. Le prove sono state eseguite su campioni prelevati dal sondaggio PR3\_17 tra 4 e 6 m di profondità considerando due livelli di confinamento rispettivamente pari a 100 kPa e 400 kPa. I risultati di tali prove sono mostrati in Figura 34 consistono in curve di decadimento del modulo di taglio e del rapporto o fattore di smorzamento.

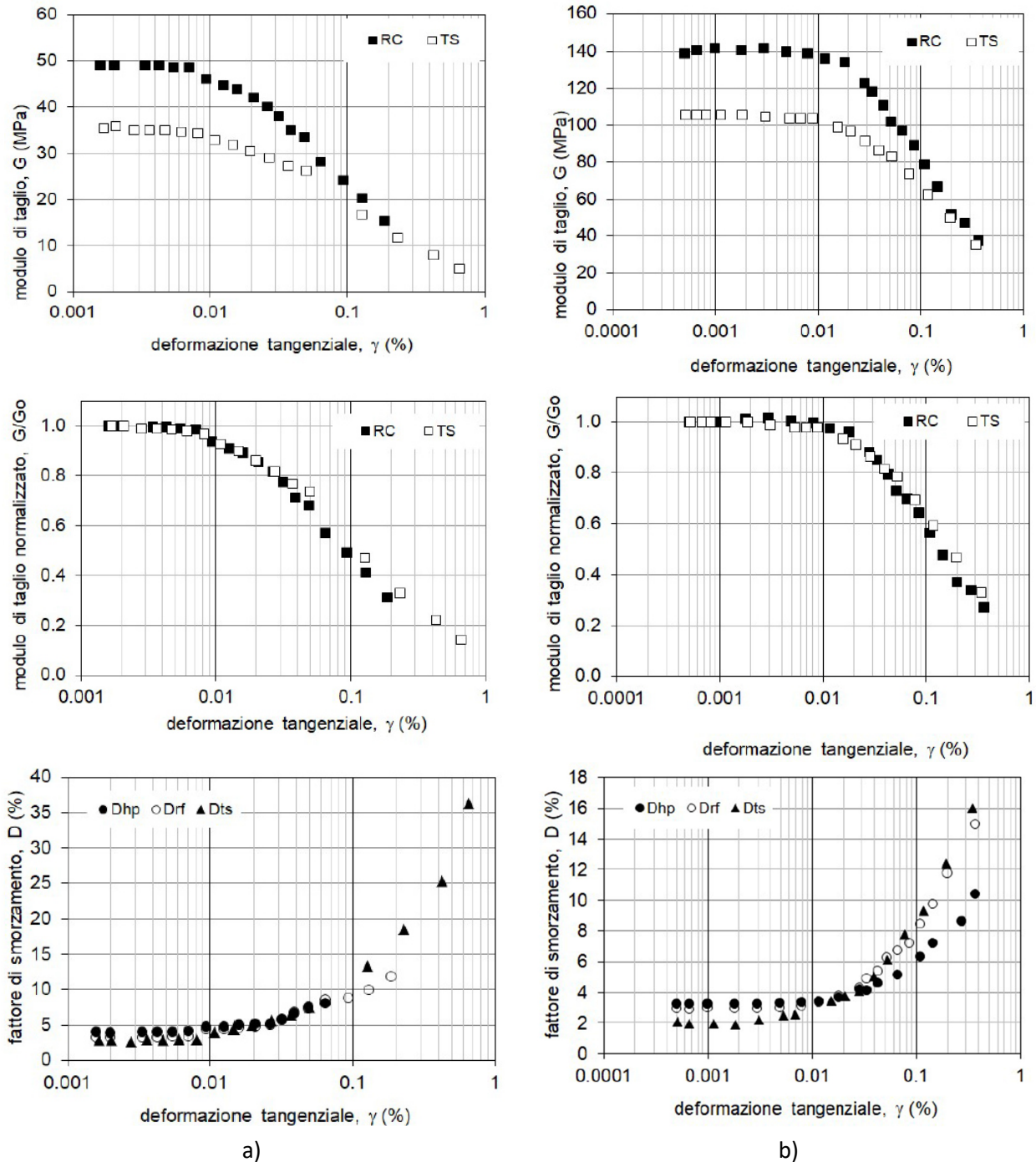


Figura 34 Prove di colonna risonante e taglio torsionale ciclico eseguite dal laboratorio dell'Università Federico II di Napoli su campioni prelevati dal sondaggio PR3\_17 tra 4 e 6 m di profondità: a) prove eseguite con livello di confinamento pari a 100 kPa; b) prove eseguite con livello di confinamento pari a 400 kPa.

Le curve  $G/G_{\max}$  ottenute dai due laboratori per 100 kPa di confinamento sono state confrontate con le curve di decadimento disponibili in letteratura ottenute da Zekkos et al. (2008) che hanno eseguito prove triassiali cicliche su rifiuti (MSW, Municipal Solid Waste). Le curve di decadimento del modulo dipendono da

composizione del rifiuto (granulometria) e dal livello di confinamento. Zekkos et al. (2008) hanno analizzato diverse tipologie di rifiuto, in particolare tre categorie che comprendono rifiuti vecchi profondi, rifiuti vecchi profondi con materiale fibroso minore di 20 mm e rifiuti recenti superficiali. Le curve di decadimento ottenute non sono risultate affette dalla tipologia di rifiuto considerato. Come menzionato, le curve di decadimento del modulo di taglio dipendono dalla granulometria e sono definite in funzione della percentuale di materiale avente particelle di dimensioni minori di 20mm, identificando tre possibili curve corrispondenti alle seguenti percentuali: 100%; 62-76%; 8-25%. Le curve di decadimento del modulo di taglio proposte dipendono dai parametri  $\alpha$  e  $\beta$  (si veda Tabella 6) in accordo alla relazione di tipo iperbolico seguente:

$$\frac{G}{G_{\max}} = \frac{1}{1 + \left(\frac{\gamma}{\alpha}\right)^{\beta}} \quad (4)$$

dove  $G_{\max}$  è il modulo di taglio a piccole deformazioni e  $\gamma$  la deformazione di taglio.

Tabella 6: Parametri del modello iperbolico proposti da Zekkos et al. (2008) per le curve di decadimento del modulo di taglio dei rifiuti

**Table 2. Hyperbolic parameters ( $\alpha$  and  $\beta$ ) for capturing the shear modulus reduction relationships of municipal solid waste (MSW) for  $\sigma_m < 125$  kPa (and shear strains up to 1%).**

	Percentage of material less than 20 mm		
	100	62–76	8–25
$\alpha$	0.118	0.265	0.697
$\beta$	0.886	0.819	0.925
$R^2$	0.972	0.978	0.981

I rifiuti appartenenti alla discarica hanno la percentuale di materiale minore di 20 mm sempre superiore al 90% (in molti casi corrispondente al 100%, si veda Tabella 7) pertanto per il confronto si utilizzerà la curva corrispondente al 100% di materiale minore di 20mm.

Tabella 7: Passante di rifiuto ai setacci 25.4 e 19 mm

		Diametro del setaccio	
		25.4mm	19mm
Sondaggio	Quota (m)	Passante (%)	
BH1	4.5-5	100	92.44
BH1	8-8.5	100	95.55
BH2	5-5.5	100	100
BH3	3-3.5	100	100
BH4	7-7.5	100	100
CR1_17	4.5-5	100	100
CR1_17	7.5-8	100	100
PR3_17	4-6	100	100

La Figura 35 mostra il confronto tra le curve di decadimento del modulo di taglio  $G/G_{\max}$  ottenute dal laboratorio Orazi (Linee tratteggiate rossa e blu) con quelle del laboratorio Università Federico II di Napoli (Quadrati neri) ottenute da prove di taglio torsionale ciclico a  $p'_o=100$  kPa, con una combinazione di prova in colonna risonante e taglio torsionale ciclico. Infine la linea continua nera rappresenta la curva proposta da Zekkos et al. (2008) per  $p'_o=125$  kPa. La Figura 35, a parte i risultati della prova denominata VA 17/0464\_CSP effettuata dal laboratorio Orazi, mostra un ottimo accordo sia tra le curve ottenute dai due diversi laboratori, sia con le curve di decadimento disponibili in letteratura.

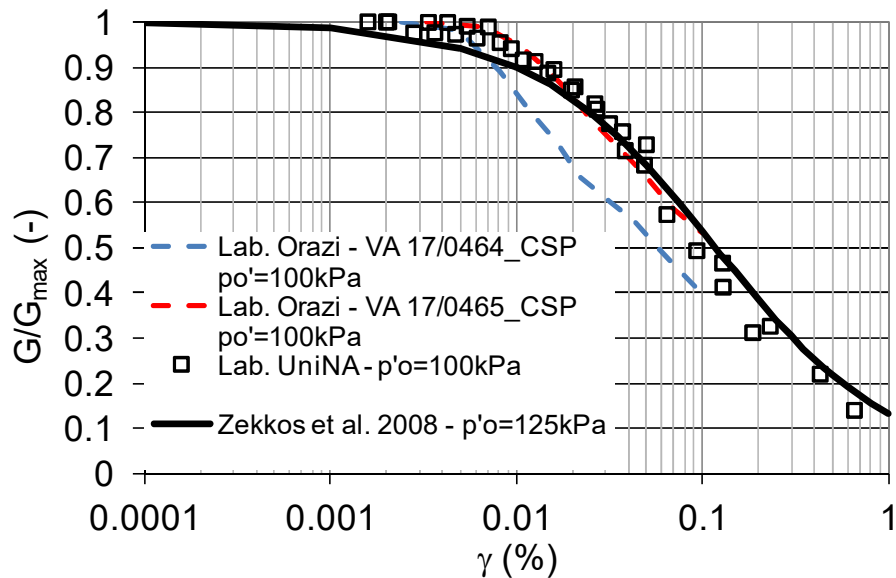


Figura 35 Curve di decadimento del modulo di taglio  $G/G_{\max}$ : Linee tratteggiate rossa e blu laboratorio Orazi  $p'_o=100$  kPa; Quadrati neri laboratorio Università Federico II di Napoli  $p'_o=100$  kPa; Linea continua nera Zekkos et al. (2008)  $p'_o=125$  kPa.

La Figura 36 mostra le curve di decadimento del modulo di taglio  $G/G_{\max}$  ottenute dal laboratorio dell'Università Federico II di Napoli per livelli di confinamento di 100 e 400 kPa. Dalla figura non si rileva una importante dipendenza dal livello di confinamento considerato. Le curve di decadimento del modulo di taglio al variare del livello di confinamento utilizzate per i rifiuti sono quelle mostrate in Figura 36.

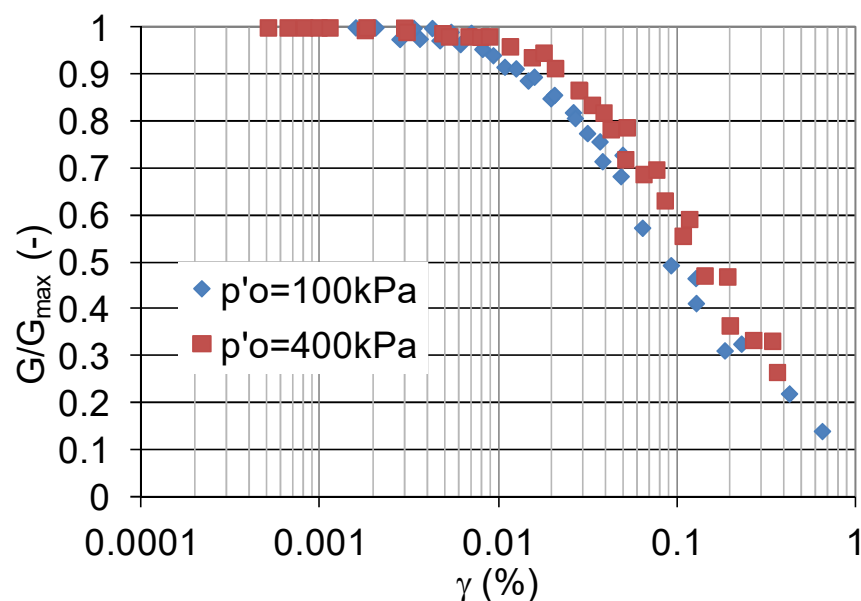


Figura 36 Curve di decadimento del modulo di taglio  $G/G_{\max}$  ottenute dal laboratorio dell'Università Federico II di Napoli per livelli di confinamento di 100 e 400 kPa.

Per la definizione delle curve di decadimento del modulo di taglio per l'argine di contenimento e per lo strato di ricoprimento è stata usata la formulazione di Darendeli (2001) considerando i seguenti parametri di ingresso:

- Argine di contenimento:  $p'_o=45$  kPa, OCR=1 e IP=0;
- Ricoprimento:  $p'_o=50$  kPa, OCR=1 e IP=40.

Esse sono mostrate in Figura 37.

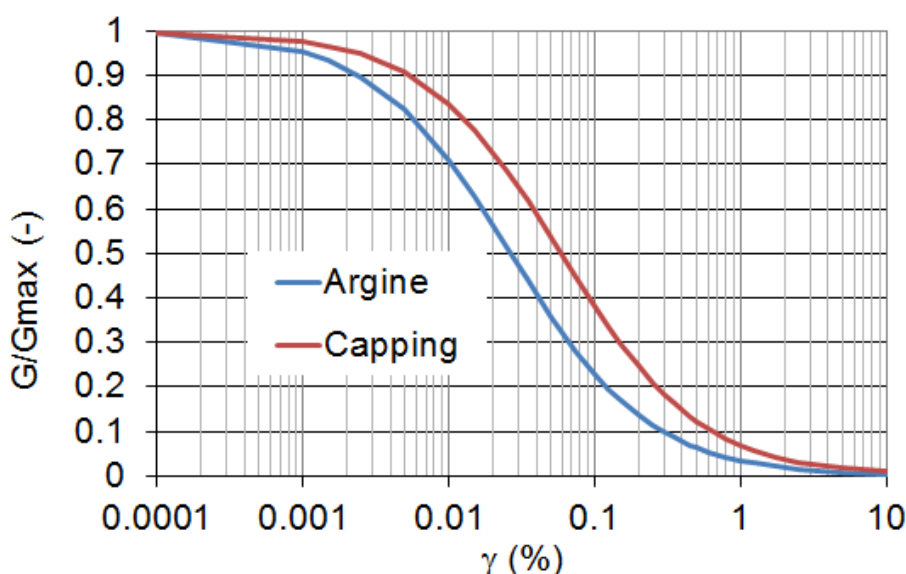


Figura 37 Curve di decadimento del modulo di taglio utilizzate per l'argine e per lo strato di ricoprimento.

## 5.2.2 Formazioni argillose di base

La Figura 38 mostra le curve di decadimento del modulo di taglio determinate per alcuni depositi di argille consistenti e/o sovra-consolidate (i.e. Argilla di Todì; Argilla di Pietrafitta; Argilla di Vallericca) (da Calabresi, 2004). Le curve sono state ottenute considerando apparecchiature di prova di tipo dinamico (i.e. colonna risonante, taglio torsionale ciclico) e statico (i.e. cella triassiale). I risultati sperimentali mostrano un buon accordo dei valori del modulo di taglio per tutto il campo di sovrapposizione delle deformazioni, tenuto conto del fatto che nelle prove di tipo statico il valore del modulo di taglio a piccole deformazioni è sottostimato. Le curve di decadimento sono state definite normalizzando i valori del modulo di taglio rispetto a quelli massimi ottenuti dalla prova di colonna risonante.

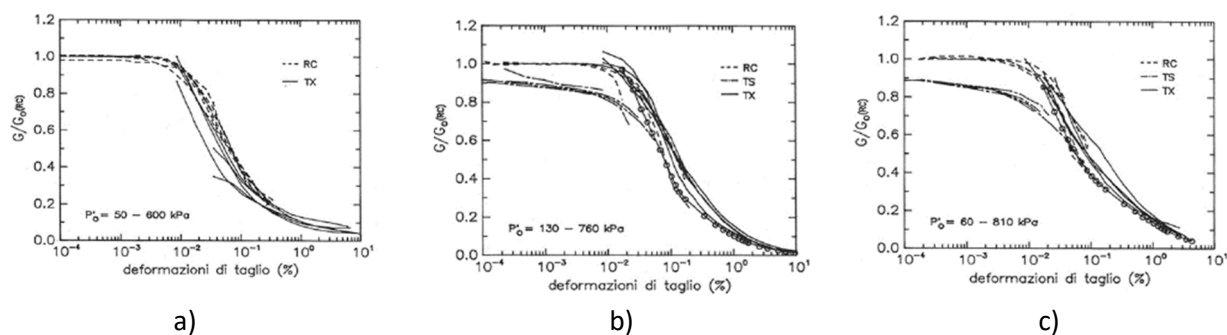


Figura 38 Curve di decadimento del modulo di taglio misurate su argille consistenti (da Calabresi, 2004): a) Argilla di Todì; b) Argilla di Pietrafitta; c) Argilla di Vallericca.

Le curve di decadimento del modulo di taglio mostrate in Figura 38 sono state ottenute considerando un ampio intervallo di livelli di confinamento. Dalla Figura 38 si osserva una bassa influenza della curva di decadimento dal livello di confinamento, in particolar modo a bassi livelli di deformazione di interesse per il caso oggetto di studio.

Durante la campagna di indagine 2017, su un campione di Argille a Palombini è stata eseguita dal laboratorio Geomeccanico Orazi una prova di taglio torsionale ciclico applicando un livello di confinamento di 500 kPa, la Figura 39 mostra la curva  $G/G_{\max}$  ottenuta.

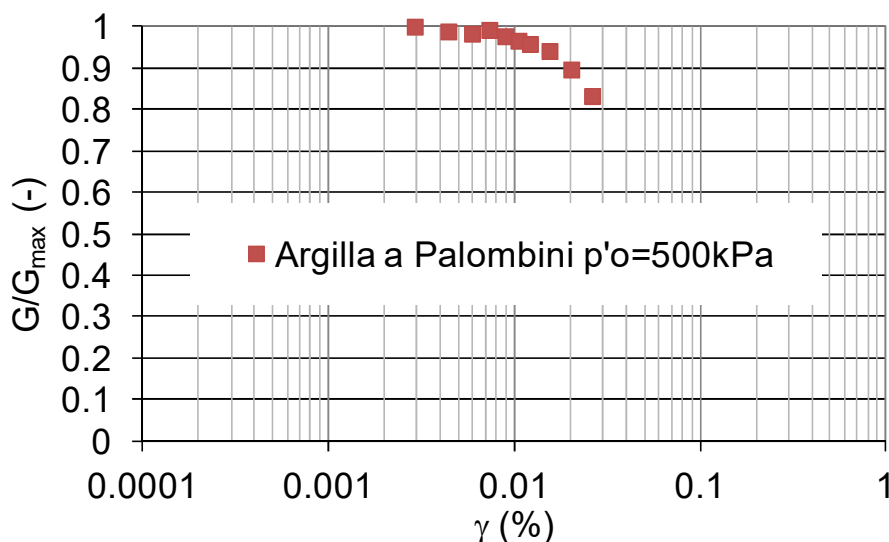


Figura 39 Curva  $G/G_{\max}$  ottenuta dalla prova di taglio torsionale ciclico dal laboratorio Geomeccanico Orazi sul campione di Argilla a Palombini.

I dati sperimentali sono stati adattati con un modello “sigmoideale”, utilizzato dal codice di calcolo FLAC (successivamente utilizzato per le analisi dinamiche) per descrivere le curve di decadimento, e sono stati confrontati in Figura 40 con i dati sperimentali ottenuti sull'Argilla di Todi già illustrati in Figura 38a). I dati misurati sulle Argille a Palombini sono compatibili con i dati sperimentali misurati su argille consistenti disponibili in letteratura. Poiché da questo confronto non si osserva una sostanziale dipendenza della curva di decadimento del modulo di taglio dal livello di confinamento, si assume che la curva sperimentale ottenuta sia rappresentativa della formazione geologica per il volume di interesse.

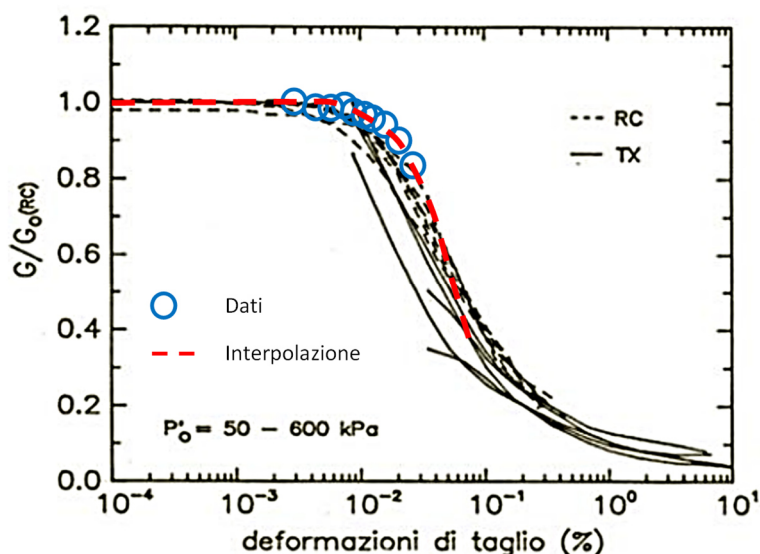


Figura 40 Confronto tra le curve di decadimento disponibili in letteratura misurate su argille consistenti (i.e. Argille di Todi, da Calabresi, 2004) e quelle ottenute sulle Argille a Palombini.

### 5.3 Parametri di resistenza caratteristici

La Tabella 8 riepiloga i parametri caratteristici utilizzati nelle verifiche di stabilità sismica della discarica. La loro definizione è discussa nella relazione GE (2020) e non verrà ripetuta in questa sede. In accordo alle NTC 2018, la valutazione della sicurezza in condizioni sismiche è condotta con riferimento ai valori di resistenza caratteristici dei materiali (i.e. non fattorizzati con i coefficienti di sicurezza parziali sui materiali  $\gamma_M$ ).

Tabella 8: Parametri geotecnici caratteristici utilizzati nelle verifiche sismiche di stabilità della discarica

Materiale <sup>#</sup>	Tipologia	Peso di volume $\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	Coesione efficace $c'$ [kPa]	Angolo di resistenza al taglio $\phi'$ [°]
1	Substrato (arg. Palombini)	20	27	21
2	Argine	20	50	21
3	Rifiuti assimilabili (pre-2010) con percolato	10	0	24
4	Rifiuti assimilabili (pre-2010) con percolato	14	0	24
5	Fanghi	14	8	32
6	Copertura	20	15	30
	Interfaccia esistente		0	10
	Interfaccia ampliamento		0	14
* Parametri ricavati da documentazione di progetto; # materiali identificati in Figura 23				

### 5.4 Condizioni della falda

Ai fini dell'analisi e della verifica dell'assetto idrogeologico dell'area, a partire dalla fine degli anni novanta, è stata installata una rete piezometrica costituita da:

- N. 8 piezometri a tubo aperto
- N. 4 celle piezometriche di tipo Casagrande

La presenza di acqua nel terreno presso la discarica di Monte Ardone da tempo viene periodicamente monitorata mediante una rete costituita da un totale di 8 piezometri a tubo aperto (la cui ubicazione è mostrata in Figura 41), di lunghezza variabile tra 20 e 30 metri, che assolvono anche ad altre funzioni (e.g. intercettazione di sostanze aeriformi, prelievo di campioni, ecc.).

La relazione geologica (Elaborato 6.1) e la perizia del Prof. Michetti (2005), a cui si rimanda per maggiori dettagli, concludono che dal sistema di monitoraggio appaiono sufficienti indicazioni per ipotizzare l'assenza di falde e circuiti idrici significativi nell'ambito della vallecola sede dell'impianto (Michetti, 2005).



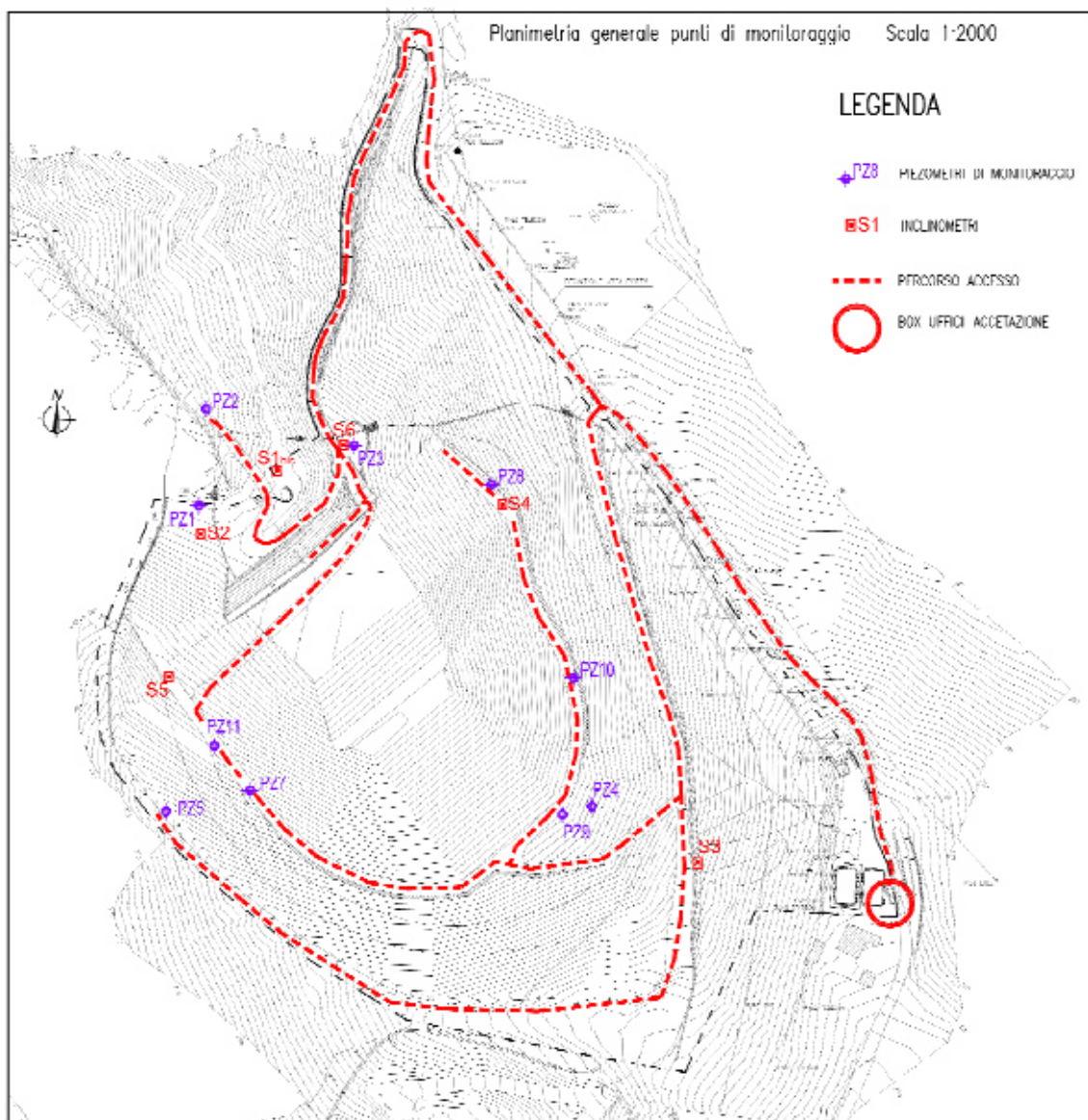


Figura 41 Ubicazione punti di monitoraggio piezometrico (da relazione geologica Elaborato 6.1)

Le 4 celle di Casagrande, attualmente non più in funzione, erano installate in due pozzi denominati Pz4 e Pz5, la cui posizione è mostrata in Figura 41. Nel pozzo Pz4, ricadente nella formazione delle Argille a Palombini, le celle sono installate alle profondità di 28 e 40 m. Nel pozzo Pz5, ricadente nella formazione delle Argille di Lugagnano, le celle sono installate alle profondità di 7 e 20 m (Pagotto e Nespoli, 1997). Il battente d'acqua misurato nelle celle Casagrande alla quota di misura è riepilogato in Tabella 9.

Come stabilito dal principio degli sforzi efficaci, la presenza di una pressione interstiziale maggiore di zero influenza le condizioni di stabilità della discarica. Sulla base delle pressioni interstiziali misurate nelle celle Casagrande è possibile calcolare il rapporto  $r_u$  ("Constant pore pressure ratio") che è definito come segue (Pagotto e Nespoli, 1997):

$$r_u = \frac{u}{\gamma h} \quad (5)$$

Dove  $u$  è la pressione interstiziale mentre il termine  $\gamma \cdot h$  è la tensione geostatica verticale del terreno alla profondità della cella piezometrica, in cui si è assunto per il calcolo  $\gamma$  pari a 20 kN/m<sup>3</sup>. A parte un caso, i valori di  $r_u$  calcolati, riportati in Tabella 9, sono risultati concentrati in un limitato intervallo di valori compreso tra 0.15 e 0.17, indipendentemente dalla formazione in cui la cella è installata.

Tabella 9: Battente d'acqua misurato nei piezometri Casagrande a quota di misura (Pagotto e Nespoli, 1997)

Pozzo	Profondità cella h (m)	Livello di acqua (m)	Battente di acqua $\delta H$ (m)	$\gamma h$ (kPa)	$r_u$ (-)
Pz4	28	-19.25	8.75	87.5	0.16
Pz4	40	-35.77	4.23	42.3	0.05
Pz5	7	-4.9	2.1	21	0.15
Pz5	20	-13.15	6.85	68.5	0.17

Come anche indicato da Pagotto e Nespoli (1997) nelle argille si possono registrare, pur in assenza di una vera e propria falda freatica, valori di pressione interstiziale non nulla. Considerato che non ci sono misure recenti di pressione interstiziale in celle di tipo Casagrande si farà riferimento alle misure disponibili riportate in Tabella 9. Ai fini delle analisi di stabilità è necessario individuare le zone considerate sature, a cui si associa una pressione interstiziale corrispondente al valore di  $r_u$  disponibile. Per l'individuazione delle zone sature si fa riferimento sia ai valori del livello di acqua misurato nei piezometri a tubo aperto installati per il monitoraggio, sia ai risultati delle indagini geofisiche disponibili, in particolare ai valori misurati di  $V_p$ .

La Tabella 10 riporta, per il sistema di monitoraggio della discarica costituito da 8 piezometri a tubo aperto, il livello d'acqua misurato a Novembre 2017. Sulla base di questa informazione dalla quota di testa del piezometro è possibile valutare la quota del livello di acqua.

Tabella 10: Sistema di monitoraggio della discarica costituito da 8 piezometri a tubo aperto. Letture del livello d'acqua del Novembre 2017.

Piezometro	Formazione	Quota testa (m)	Prof. (m)	Lettura (m)	Livello acqua (m)
PZ1	Arg. a Palombini	237.62	20	17.7	219.92
PZ2	Arg. a Palombini	226	20	18.12	207.88
PZ3	Arg. a Palombini	248.68	20	17.85	230.83
PZ8	Arg. a Palombini	265.76	20	15.9	249.86
PZ9	Arg. a Palombini	281.04	30	secco	>251.04
PZ10	Arg. a Palombini	277.3	26	secco	>251.3
PZ7	Arg. Lugagnano	270.1	20	18.84	251.26
PZ11	Arg. Lugagnano	265.09	20	17.88	247.21

Come sopra citato, le informazioni ricavate dai piezometri sono state integrate con le informazioni desumibili dalle indagini geofisiche ed in particolare dalle due prospezioni di sismica a rifrazione interpretate con la tecnica tomografica. Nelle Argille a Palombini le misure della velocità delle onde di compressione  $V_p$  ottenute dalla prova di sismica a rifrazione in corrispondenza della parte di monte della sezione (Figura 12) mostrano valori inferiori alla velocità di propagazione delle onde P in acqua (i.e. 1500 m/s) fino alla quota inferiore di misura (i.e. 240m). Tali valori consentono di escludere la presenza di livelli saturi. Questa considerazione è confermata anche dalle letture nei piezometri PZ9 e PZ10 che alla data del Novembre 2017 risultano secchi (si veda Tabella 10). A valle della discarica il piezometro PZ3 indica un livello di acqua ad una quota di circa 230 m (distanza del piezometro dalla sezione circa 66m); ancora più a valle il piezometro PZ2 rileva l'acqua a quota 207 m. Il piezometro PZ1 è affetto da problematiche descritte nella relazione geologica (Elaborato 6.1) che non rendono affidabile la misura del livello di acqua. Nella zona centrale della discarica, il piezometro PZ8 rileva una quota del livello di acqua pari a circa 250m, tuttavia il piezometro è localizzato a più di 100m dalla sezione analizzata. Il livello di acqua rilevato nel piezometro PZ8 non risulta compatibile né con le misure del livello di acqua a valle della discarica, né con l'assenza di acqua rilevata a monte della discarica. L'incompatibilità del livello di acqua rilevato nel piezometro PZ8 rispetto alle altre informazioni disponibili è presumibilmente attribuibile alla distanza tra la sezione analizzata e la posizione del piezometro PZ8. Pur non essendo presente una falda freatica come evidenziato nella relazione geologica (Elaborato 6.1) e nella relazione di Michetti (2005), sulla base delle informazioni disponibili si assume in corrispondenza della sezione analizzata una zona satura indicata in Figura 42 a cui si associa un coefficiente  $r_u$  pari a 0.17. Tale



valore è stato desunto dalle misure di pressione interstiziale nelle celle di Casagrande riepilogate in Tabella 9.

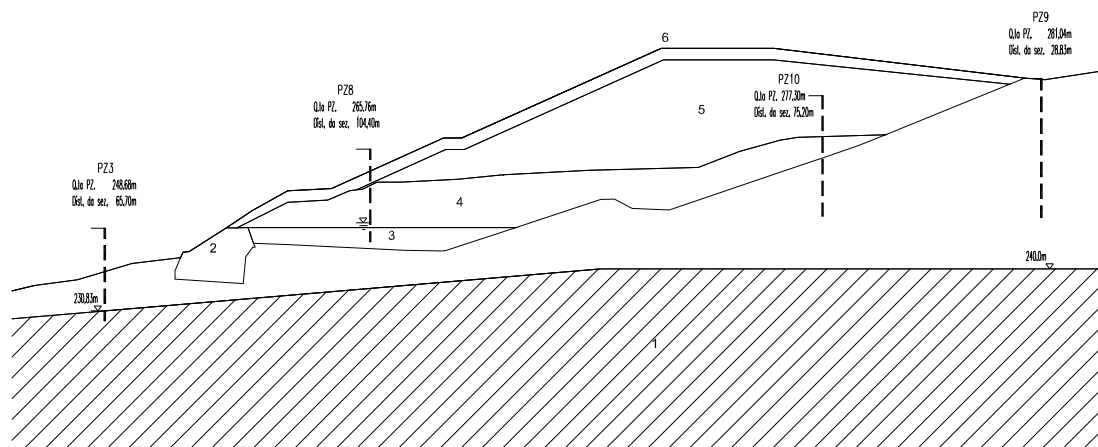


Figura 42 Sezione analizzata in cui sono individuati i piezometri a tubo aperto facenti parte del sistema di monitoraggio e la zona di saturazione a cui è stato attribuito un valore del coefficiente  $r_u$  pari a 0.17.

## 6 Modello numerico della discarica

La verifica sismica è stata condotta mediante analisi dinamiche non-lineari utilizzando un modello numerico bidimensionale della discarica implementato attraverso il codice di calcolo alla differenze finite FLAC2D v8 (Itasca). L'input sismico è rappresentato dal set di 7 accelerogrammi reali spettro-compatibili descritto nel Capitolo 3 della presente relazione ed è identico a quello utilizzato nello studio di Calvi e Lai (2018).

Attraverso queste analisi è stato possibile calcolare lo spostamento permanente di punti appartenenti al corpo rifiuti e al substrato di terreno naturale alla base della discarica risultante al termine delle analisi e le sollecitazioni indotte negli elementi strutturali di rinforzo all'argine di contenimento.

Il modello costitutivo utilizzato per i rifiuti è di tipo elasto-plastico in cui il criterio di resistenza di Mohr-Coulomb governa il meccanismo di innesco dello spostamento permanente. La non-linearità del comportamento meccanico è anche rappresentata dalla riduzione del modulo di elasticità tangenziale con il livello di deformazione (comportamento *isteretico*). La Figura 43 mostra un esempio di curva sforzi-deformazioni per un legame costitutivo di questo tipo.

Nel modello è stata assunta una componente di smorzamento viscosa secondo il modello di Rayleigh pari allo 0.01% centrata alla frequenza di 1 Hz. Essa è attiva alle piccole deformazioni laddove il comportamento dei materiali è ancora lineare benché inelastico. Inoltre questo meccanismo serve a controllare i picchi di risposta di carattere numerico conseguenza di uno schema di integrazione temporale completamente esplicito.

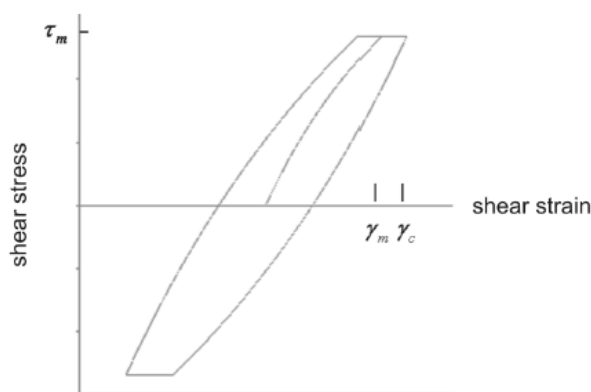


Figura 43 Curva sforzi-deformazioni di un legame costitutivo elasto-plastico non lineare di tipo isteretico e criterio di snervamento alla Mohr-Coulomb (dal Manuale FLAC)

Per l'analisi dinamica alle frontiere del modello sono state applicate le condizioni al contorno di pertinenza. In particolare condizioni assorbenti alla base e ai bordi laterali ("quite boundary") e condizioni di campo libero lungo i bordi laterali ("free-field boundary"). Si veda il manuale FLAC per maggior dettagli.

L'input sismico (rappresentato da ciascuno dei 7 accelerogrammi spettro-compatibili definiti nel Capitolo 3) alla base del modello numerico è stato applicato come serie temporale di sforzi tangenziali ottenuti dal prodotto della densità di massa, la velocità di propagazione delle onde di taglio alla base del modello, e il velocigramma registrato sulla roccia affiorante previa integrazione e deconvoluzione del corrispondente accelerogramma definito al § 3.2.2. Per ogni segnale accelerometrico è stata invertita la polarità pertanto complessivamente sono state eseguite analisi dinamiche utilizzando 7 + 7 accelerogrammi.

Il modello costitutivo richiede in ingresso i valori del modulo di taglio e di compressibilità a piccole deformazioni unitamente alle curve di decadimento del modulo di taglio, mentre non sono richieste le curve di smorzamento in quanto implicitamente desunte dal ciclo di isteresi prodotto dal decadimento del modulo di taglio. Le figure sottostanti per i materiali in cui sono disponibili dati sperimentali mostrano la calibrazione delle curve illustrando la corrispondenza tra il dato sperimentale derivante dalle prove di colonne risonante e/o taglio torsionale ciclico e la simulazione numerica con il codice FLAC2D della curva di degradazione del modulo di taglio e della curva di smorzamento.

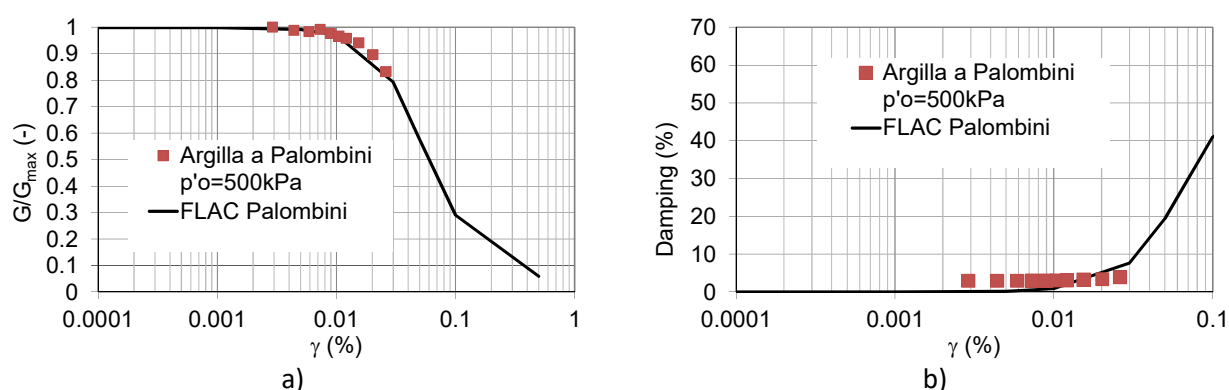


Figura 44 Confronto tra i dati sperimentali e la simulazione numerica con il codice FLAC2D – Argille a Palombini: a) Curva di degradazione del modulo di taglio; b) curva di smorzamento.

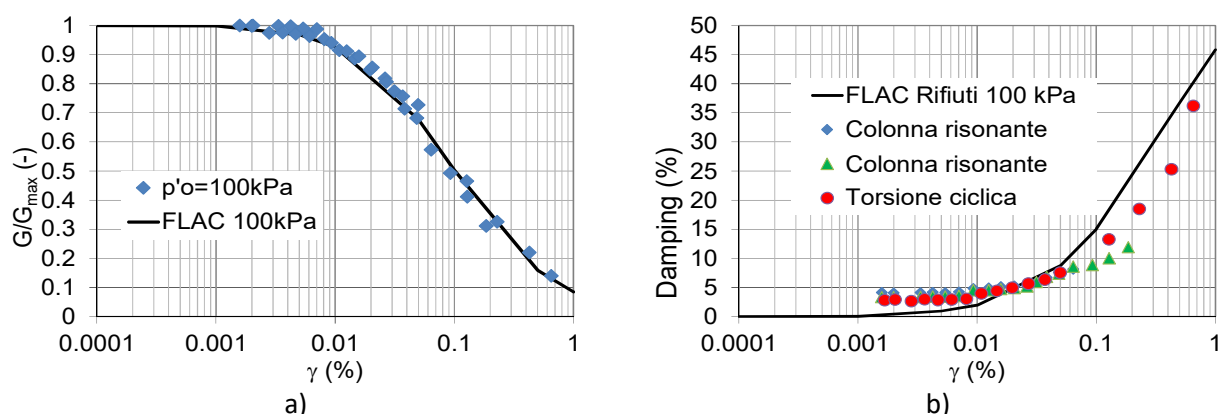


Figura 45 Confronto tra i dati sperimentali e la simulazione numerica con il codice FLAC2D – Rifiuti: a) Curva di degradazione del modulo di taglio per pressione di confinamento 100 kPa; b) curva di smorzamento per pressione di confinamento 100 kPa.

## 6.1 Sezione di verifica

Il modello numerico bidimensionale della discarica nella sezione di massimo invaso è costituito da 21160 elementi e ha una estensione in direzione orizzontale di 382,5 m mentre in direzione verticale è variabile da 90 m nella zona di valle a 190 m nella zona di monte. La griglia di calcolo della sezione è mostrata in Figura 46. La Figura 47 mostra la suddivisione in zone del modello numerico della discarica.

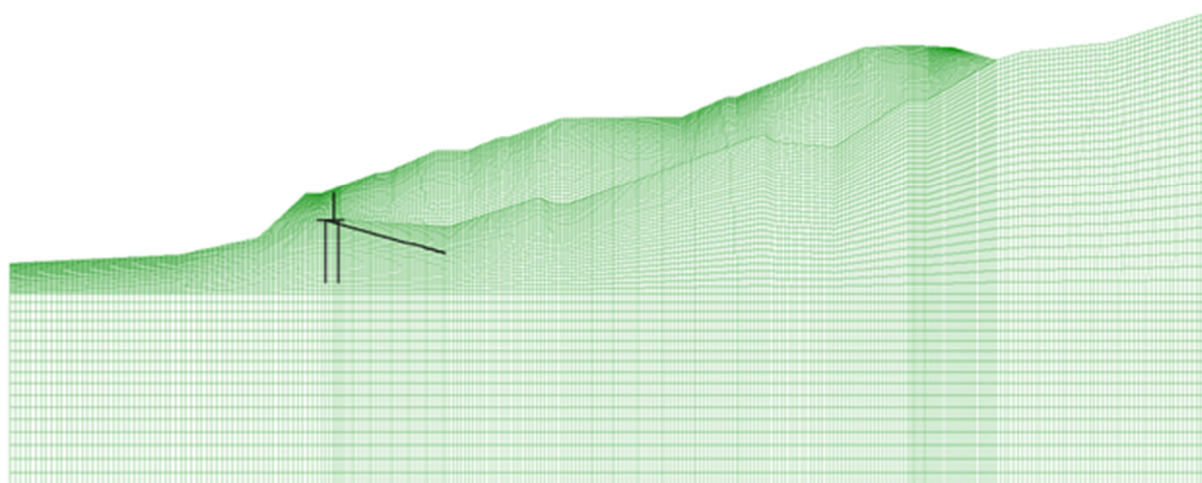


Figura 46 Modello numerico FLAC2D per la sezione di verifica della discarica

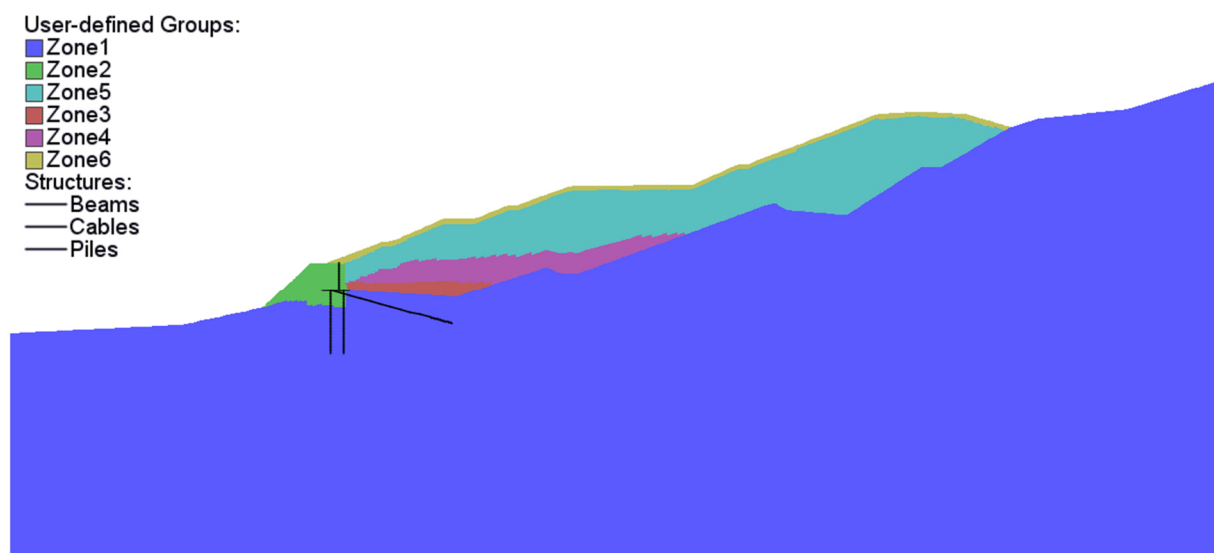


Figura 47 Suddivisione in zone del modello numerico della sezione di verifica della discarica

Alla base del modello geotecnico-sismico definito al capitolo 5 di questa relazione sono stati assegnati alle argille di base, all'argine e ai materiali di ricoprimento i moduli di taglio  $G_0$  e di compressibilità  $K_0$  a piccole deformazioni.

Alla base del modello numerico è stato assegnato un valore del modulo di taglio corrispondente ad una velocità delle onde di taglio pari a 1000 m/s omogenea lungo la base. Per raccordare i valori del modulo di taglio con quelli di base, raggiunti i valori di  $G_0$  corrispondenti a  $V_s=900\text{m/s}$  a circa 73 m di profondità in

presenza di una colonna omogenea di sola argilla (si veda Figura 48), i valori sono stati fatti crescere linearmente con la profondità. Al deposito di argilla è stato assegnato un valore del coefficiente di Poisson ( $\nu$ ) pari a 0.45. A partire dai valori di  $G_0$  e  $\nu$  è stato calcolato il modulo di compressibilità  $K_0$  utilizzando le formule della teoria dell'elasticità. La Figura 49 mostra il modulo di taglio  $G_0$  assegnato al modello numerico bidimensionale (FLAC2D).

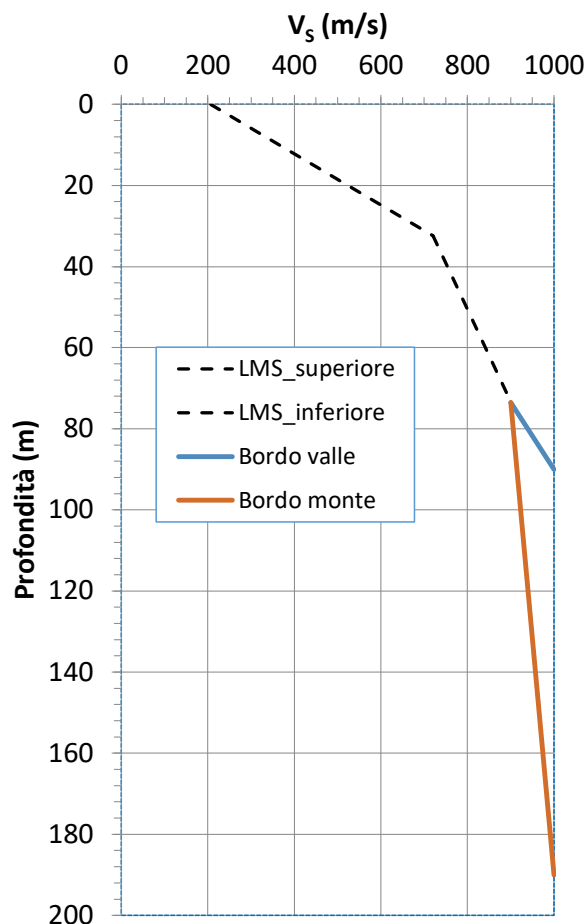


Figura 48 Profili di velocità  $V_s$  ai bordi del modello numerico FLAC2D.

Il modello sismo-stratigrafico del corpo rifiuti è stato illustrato nel dettaglio nel Capitolo 5 di questa relazione. La Figura 50 mostra un particolare della zona della discarica in cui sono mostrati i moduli di taglio  $G_0$  corrispondenti al modello sismo-stratigrafico assunto.

In accordo a quanto descritto al § 5.4 il deposito argilloso di base non è caratterizzato dalla presenza di falda freatica, tuttavia è stata individuata una zona satura a cui è stata associata una pressione interstiziale corrispondente ad un valore del coefficiente  $r_u$  pari a 0.17 (si veda il § 5.4 per i dettagli).

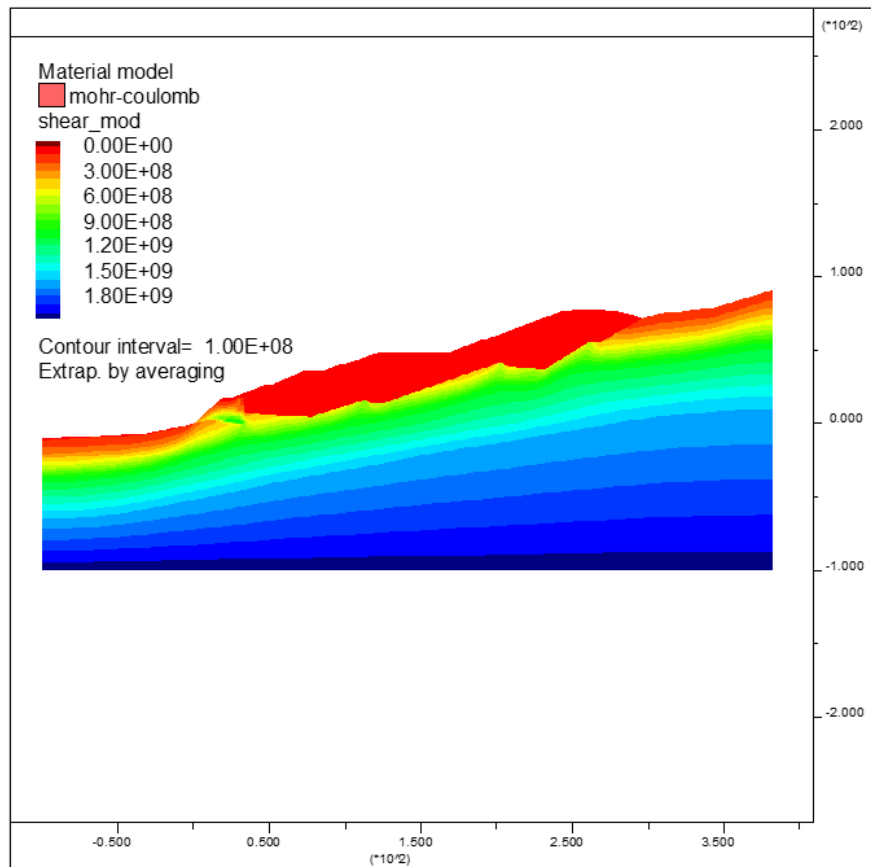


Figura 49 Modulo di taglio  $G_0$  assegnato al modello numerico in FLAC2D (Valori in Pa).

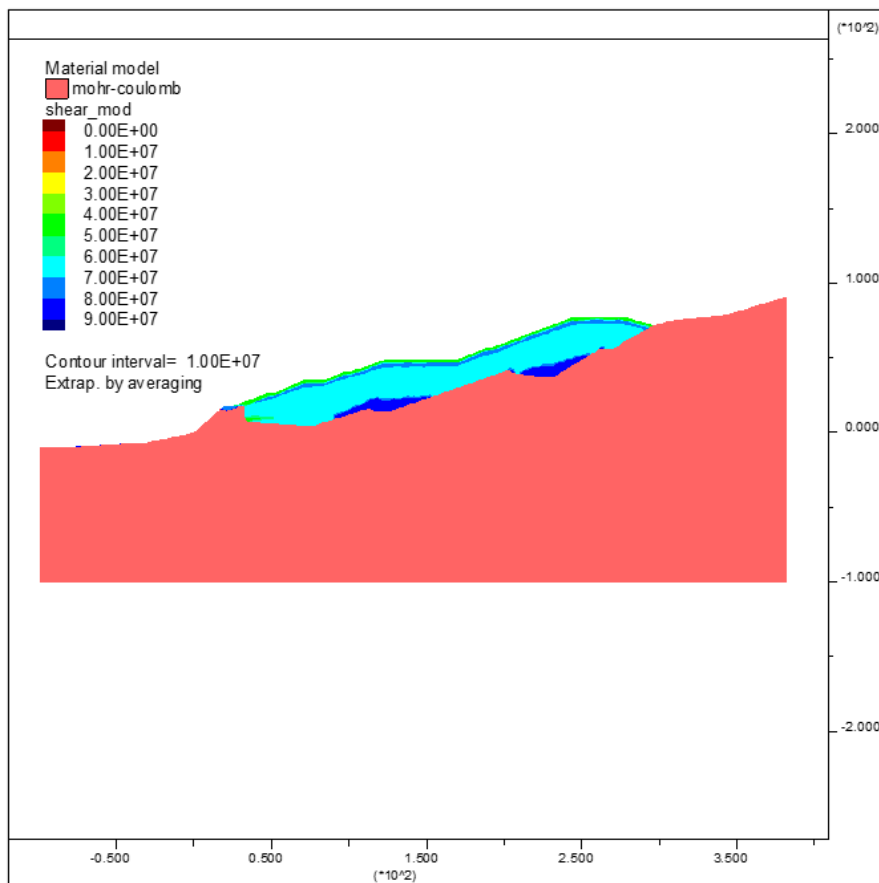


Figura 50 Modulo di taglio  $G_0$  nella zona della discarica (Valori in Pa).

## 7 Analisi di risposta sismica locale

Questo Capitolo analizza i risultati delle analisi di risposta sismica locale condotte lungo due verticali indicate in Figura 51 e denominate verticale 04 e verticale 06, raffrontando le differenze tra il modello bidimensionale e quello monodimensionale corrispondente. Per tale ragione le verticali considerate si trovano nelle zone più pianeggianti della sezione di verifica analizzata. Tali verticali rappresentano quindi la migliore configurazione geometrica di confronto tra il modello numerico bidimensionale e quello monodimensionale.

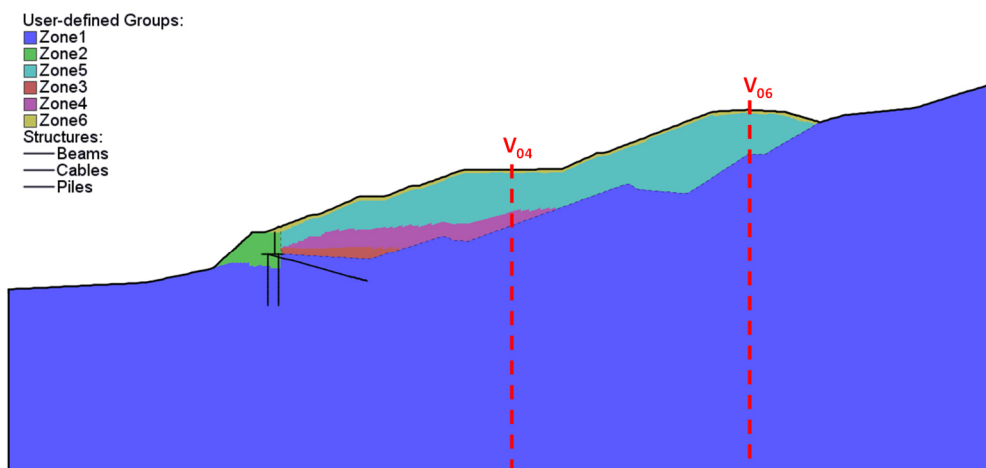


Figura 51 Sezione 2D analizzata in cui sono evidenziate le verticali denominate 04 e 06 in cui sono state condotte anche analisi di risposta sismica locale monodimensionali

Le analisi di risposta sismica monodimensionali sono state condotte con il codice di calcolo STRATA utilizzando un modello costitutivo lineare equivalente. Al solito, l'input sismico è rappresentato da ciascuno dei 7 accelerogrammi spettro-compatibili definiti nel Capitolo 3. L'altezza degli strati e le caratteristiche dei materiali (i.e. densità di massa, profilo di velocità delle onde di taglio e curve di decadimento del modulo di taglio e del rapporto di smorzamento) sono state estratte dal modello 2D, e dunque il confronto è fatto a parità di proprietà fisiche e parametri meccanici. La Figura 52 mostra i profili di velocità delle onde di taglio per le verticali considerate nell'analisi 1D.

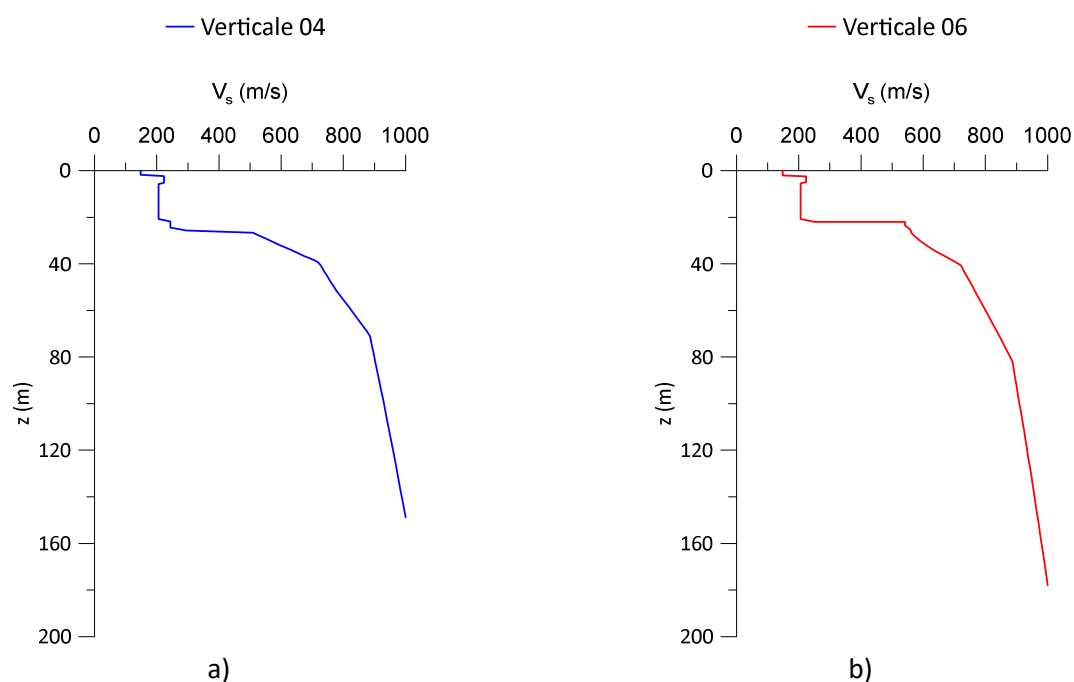


Figura 52 Profili di velocità delle onde di taglio per le verticali considerate nell'analisi 1D.

La Figura 53 mostra i risultati delle analisi di risposta sismica locale 1D in termini di profilo della accelerazione di picco per le due verticali considerate. In blu sono riportati i profili corrispondenti ai singoli accelerogrammi, mentre in nero con tratto continuo il corrispondente valore medio. Infine, i profili tratteggiati di colore nero rappresentano il valore medio  $\pm$  uno scarto quadratico medio.

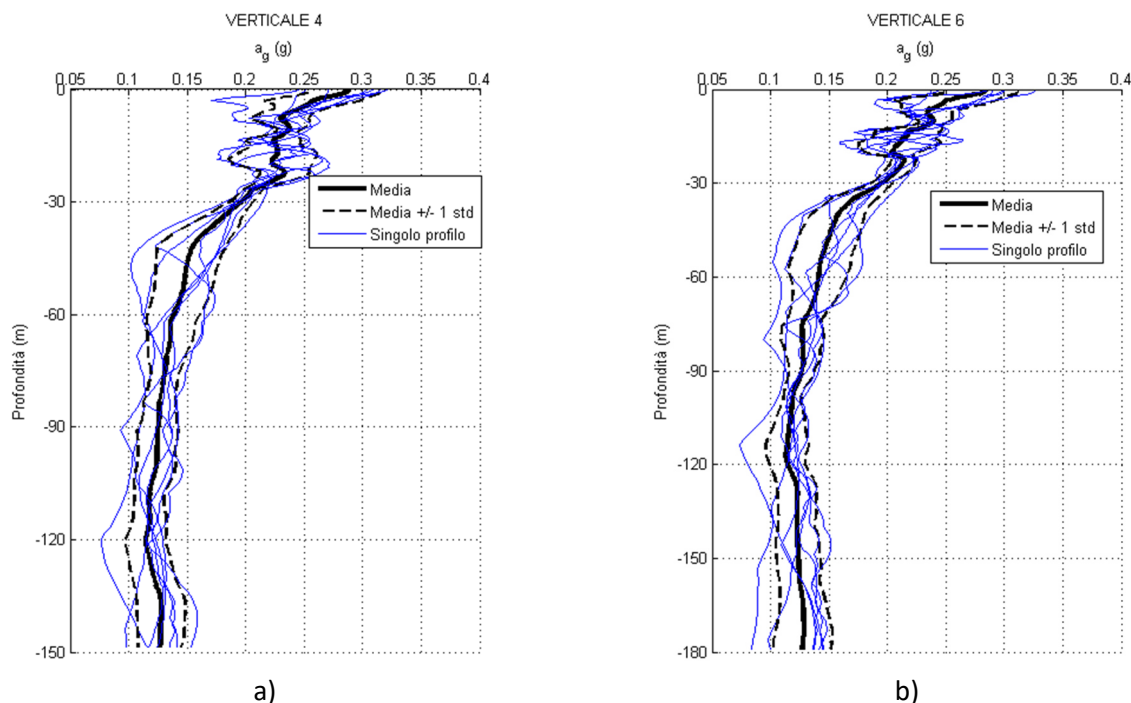


Figura 53 Profilo della accelerazione di picco risultante dalle analisi 1D: a) Verticale 4; b) Verticale 6.

Le analisi 2D sono state effettuate utilizzando il modello numerico descritto nel Capitolo 6 della presente relazione. Per le analisi 2D sono stati considerati solo i risultati associati alla polarità del segnale più critico, e cioè quella che ha condotto a spostamenti permanenti maggiori.

La Figura 54 e la Figura 55 mostrano per i 7 accelerogrammi considerati, rispettivamente per la verticale 04 e la verticale 06, i profili della accelerazione di picco confrontando i risultati del modello 1D e del modello 2D. Da una loro attenta disamina possono essere effettuate le seguenti considerazioni:

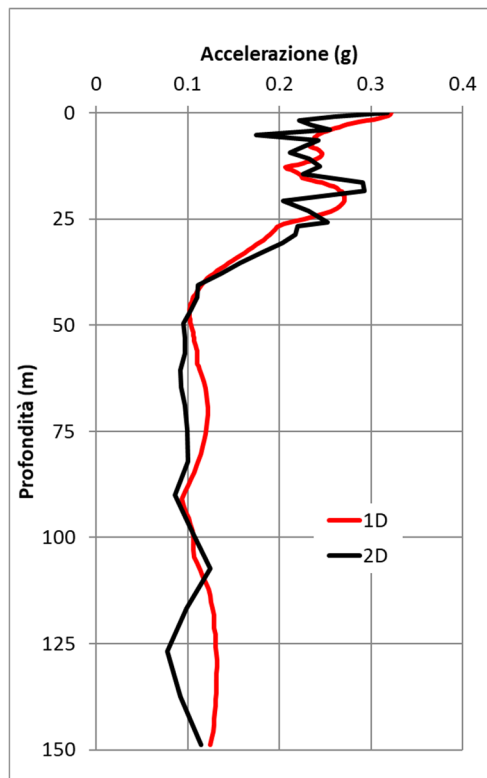
- L'analisi dei risultati deve essere differenziata per le due verticali in quanto essa è influenzata dal diverso comportamento della discarica tra la parte di valle e quella di monte, come sarà più evidente nel § 8.3 analizzando la stabilità dell'opera. In generale, la risposta sismica locale del pendio è la conseguenza dell'interazione tra l'amplificazione legata al contrasto di rigidità tra il substrato argilloso e il corpo rifiuti della discarica, e la resistenza che è governata dalla presenza del telo e quindi di un'interfaccia caratterizzata da limitata resistenza allo scorrimento.
- La presenza del telo, con caratteristiche di resistenza peggiori sia all'argilla del substrato sia al corpo rifiuti, governa la risposta sismica della parte di valle della discarica in cui si trova la verticale 4. In questa zona, in cui si manifesta uno scorrimento relativo tra il corpo rifiuti e il substrato, il profilo di accelerazione media ottenuto dall'analisi 1D non si discosta sostanzialmente dal corrispondente profilo medio 2D (si veda Figura 54). Il modello 2D utilizza un modello costitutivo elasto-plastico non lineare che tiene correttamente conto del raggiungimento della resistenza dell'elemento di volume. In conseguenza dello scorrimento relativo che si manifesta, il modello 2D è in grado di cogliere la conseguente riduzione delle accelerazioni di picco. Ne risulta che i profili di accelerazione ottenuto con i modelli 1D e 2D sono paragonabili.
- Nella zona di monte della discarica, dove è localizzata la verticale 6, non si manifesta uno scorrimento relativo a livello del telo. In questo caso, il profilo medio delle accelerazioni 1D di picco si discosta

sostanzialmente dal profilo medio 2D nel tratto più superficiale interessato dal corpo discarica. In questa situazione, il modello 1D non è in grado di cogliere le amplificazioni che si manifestano in conseguenza degli effetti bidimensionali della risposta sismica locale. Le accelerazioni di picco che si verificano in condizioni 2D sono relativamente elevate.

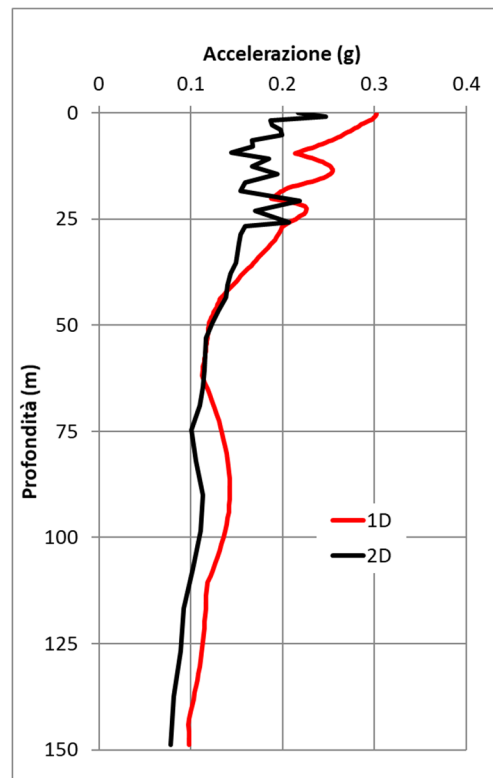
- Nel substrato argilloso, per entrambe le verticali analizzate, si ha una buona corrispondenza del profilo di picco dell'accelerazione tra il modello 1D e quello 2D. In generale, nelle argille di base non si rilevano sostanziali fenomeni di amplificazione come peraltro era lecito attendersi.
- Il confronto dei diversi profili di accelerazione di picco evidenzia la forte dipendenza di tali profili dallo specifico segnale accelerometrico di ingresso considerato.

La Figura 56 per la verticale 04 e la Figura 57 per la verticale 06 mostrano, per i 7 accelerogrammi utilizzati nelle analisi del modello 2D, i rapporti delle ordinate spettrali calcolati a diverse profondità rispetto a quelli applicati alla base. Pur non essendo dei rapporti tra ordinate dello spettro di Fourier in ampiezza, ma rapporti tra ordinate di spettri di risposta elastici in accelerazione (avendo assunto uno smorzamento dell'oscillatore pari al 5%), i periodi in cui si manifestano le massime amplificazioni spettrali consentono di stimare i periodi, che possiamo definire periodi predominanti, in cui si manifestano le maggiori amplificazioni. Come evidenziato precedentemente, la risposta lungo le due verticali analizzate è influenzata dallo scorrimento relativo che si manifesta in corrispondenza del telo di separazione tra il corpo rifiuti e il substrato di base. Per la verticale 4 (Figura 56), nella zona di valle della discarica, la risposta è governata dallo scorrimento relativo del corpo discarica rispetto al substrato, in questo caso non è facilmente identificabile un periodo predominante in quanto i picchi si manifestano in un intervallo di periodi relativamente ampio (compreso tra 0 e 2 sec.) che include anche i bassi periodi ed è molto influenzato dal segnale considerato. Inoltre, eccetto per i bassi periodi, le amplificazioni che si manifestano sono relativamente modeste. Per la verticale 6 (Figura 57), zona di monte della discarica, i picchi di amplificazione si manifestano in un intervallo compreso tra 0.4 e 1s, pur permanendo i picchi ai bassi periodi. Anche in questo caso l'influenza del segnale considerato è significativa.

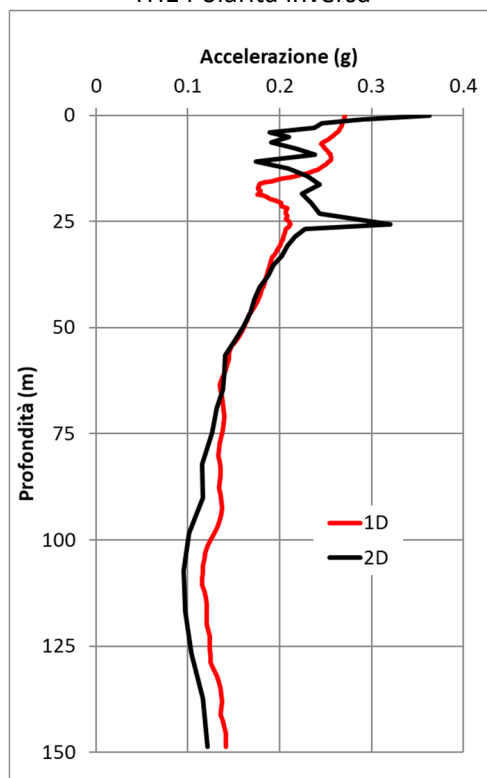




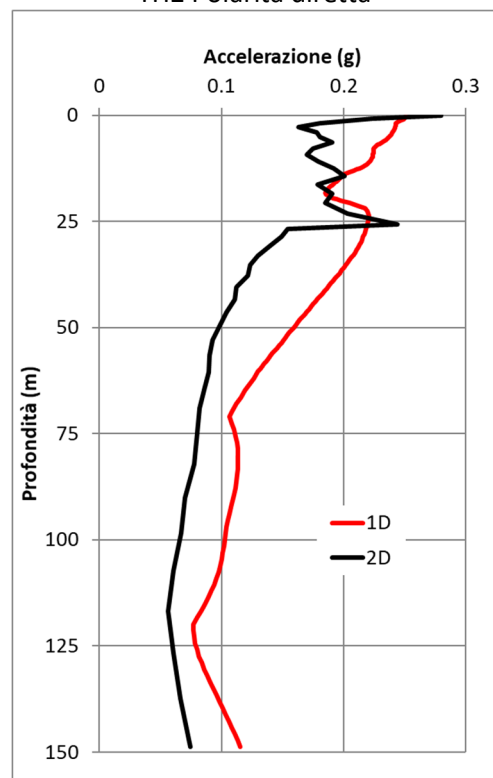
TH1 Polarità inversa



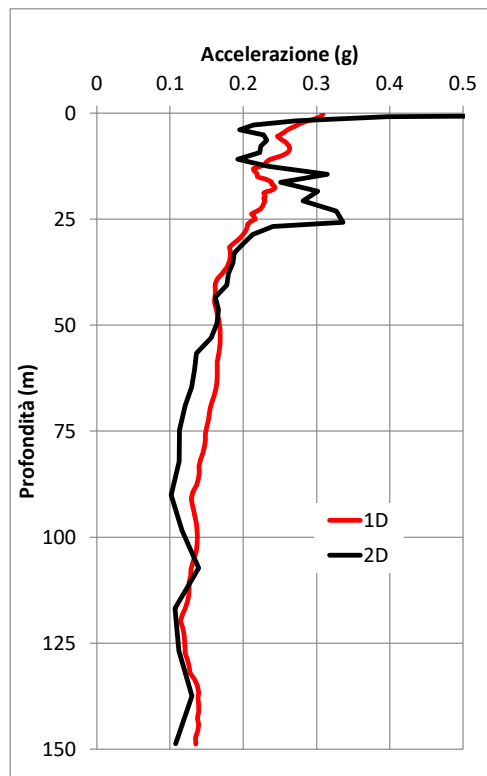
TH2 Polarità diretta



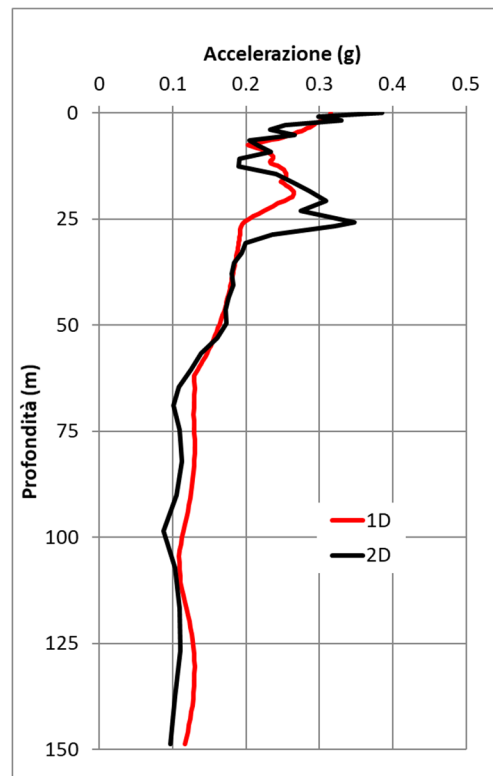
TH3 Polarità inversa



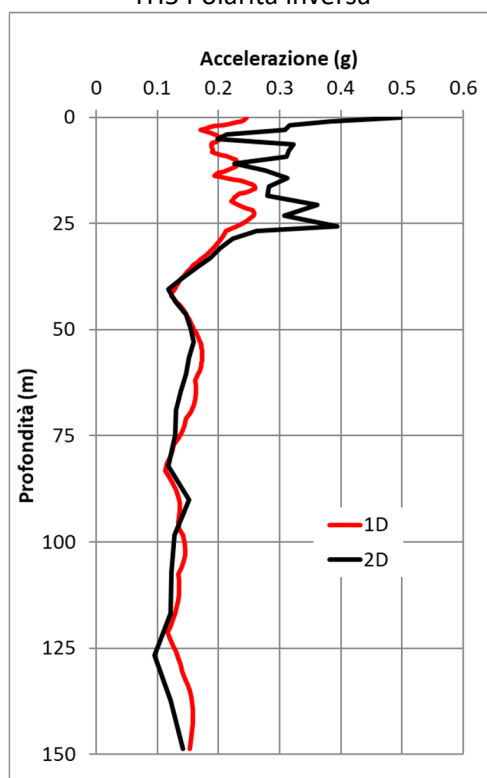
TH4 Polarità inversa



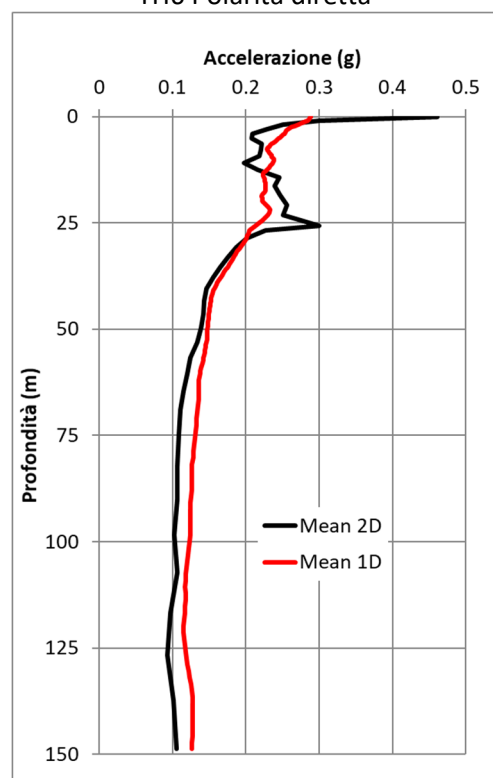
TH5 Polarità inversa



TH6 Polarità diretta

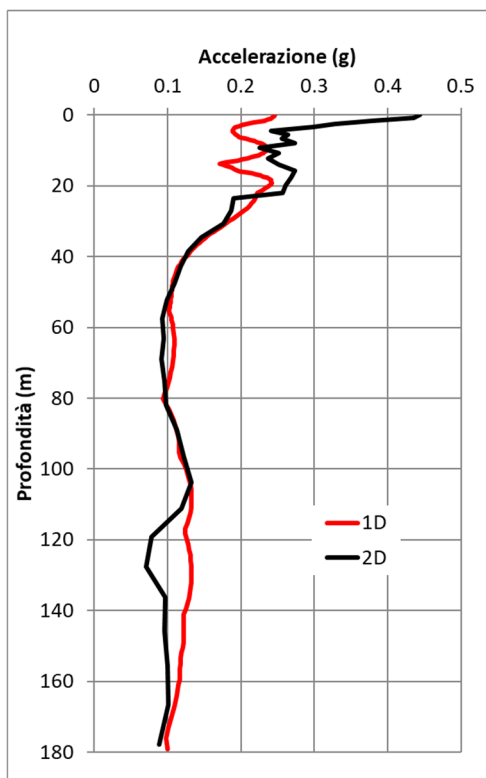


TH7 Polarità inversa

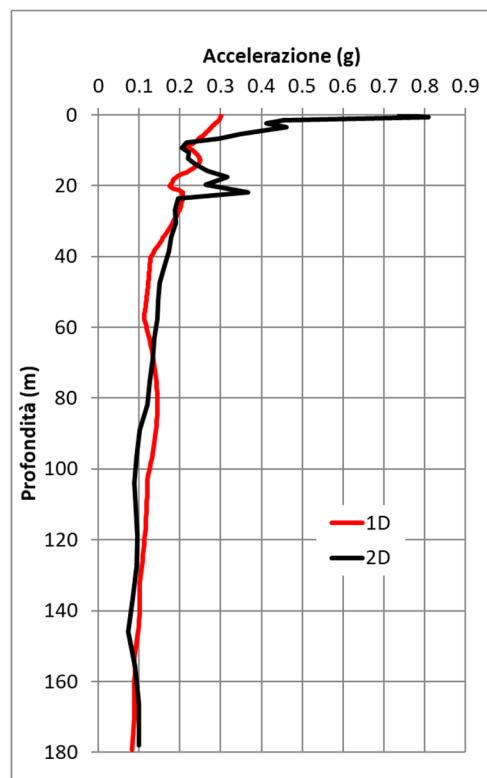


Media

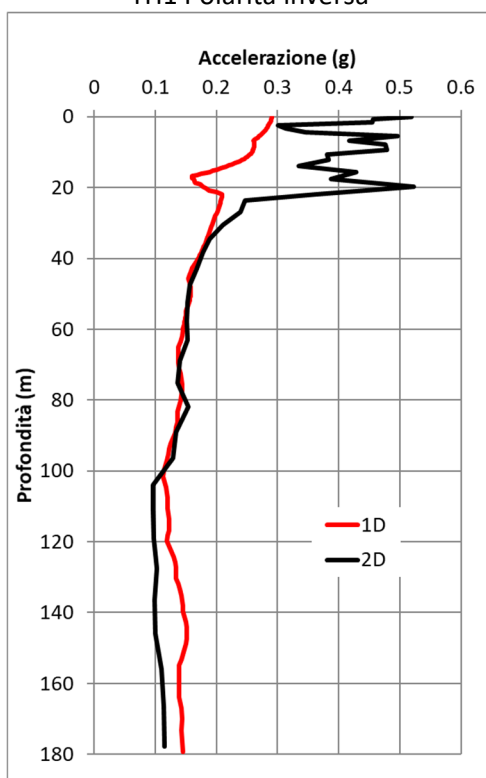
Figura 54 Profilo della accelerazione di picco lungo la verticale 4 e confronto analisi 2D e 1D.



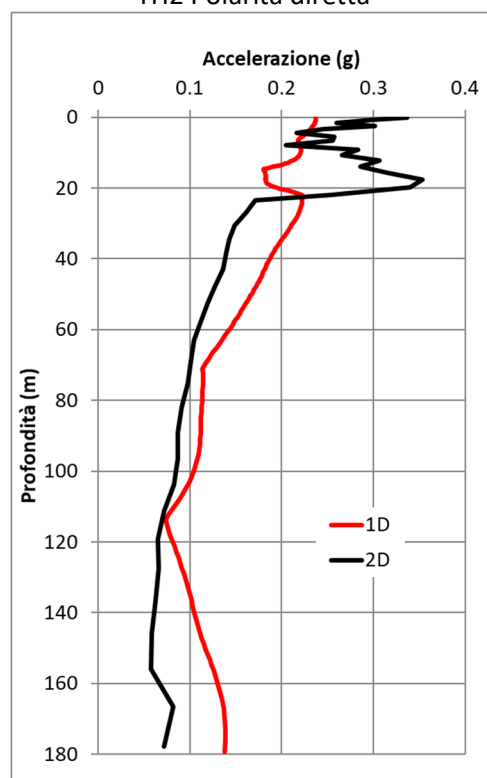
TH1 Polarità inversa



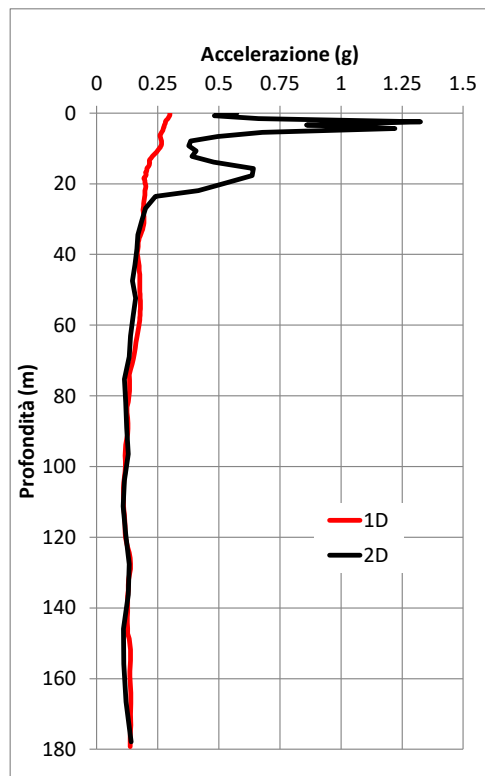
TH2 Polarità diretta



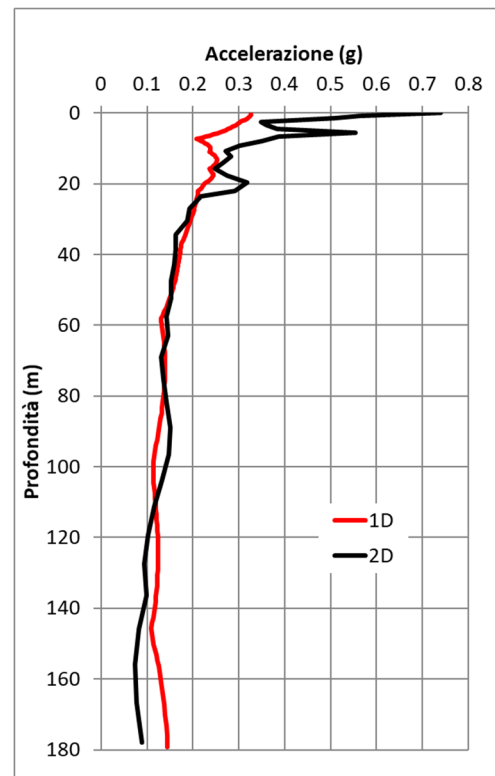
TH3 Polarità inversa



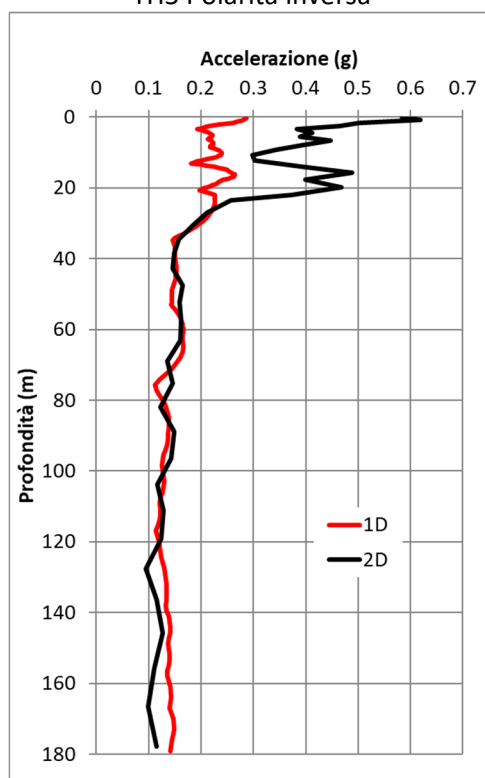
TH4 Polarità inversa



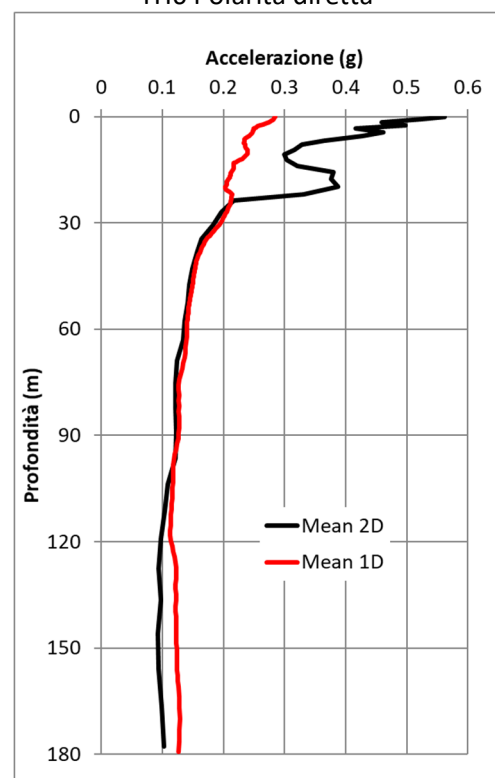
TH5 Polarità inversa



TH6 Polarità diretta

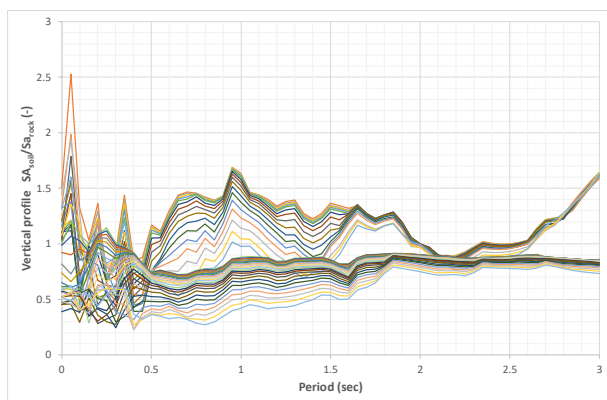


TH7 Polarità inversa

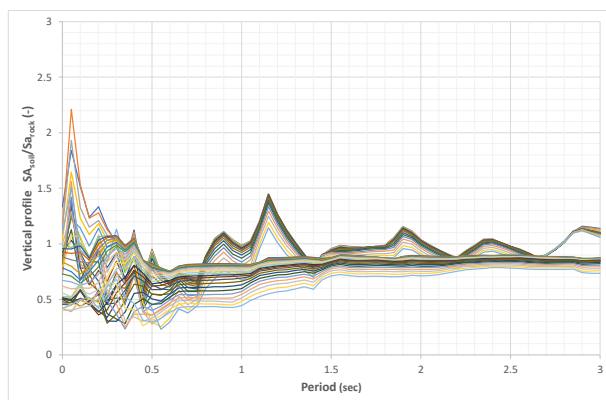


Media

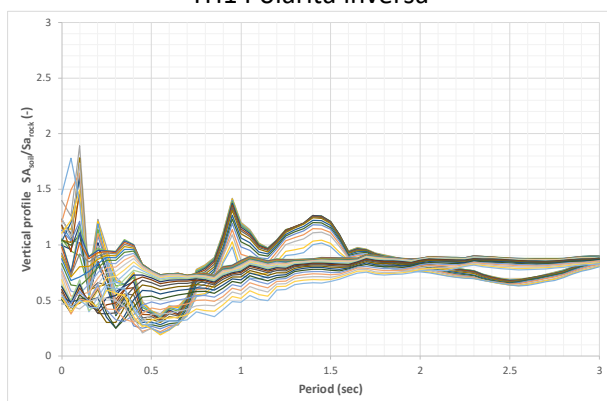
Figura 55 Profilo della accelerazione di picco lungo la verticale 6 e confronto analisi 2D e 1D.



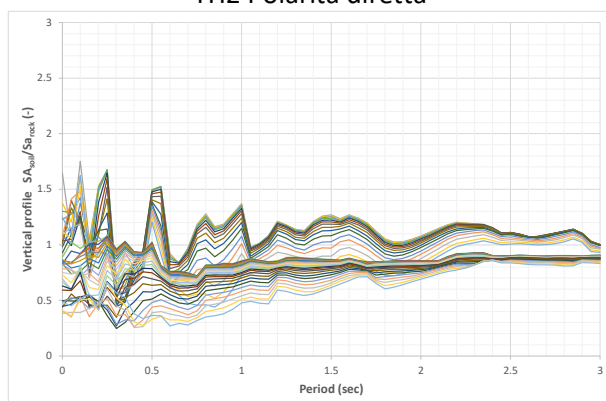
TH1 Polarità inversa



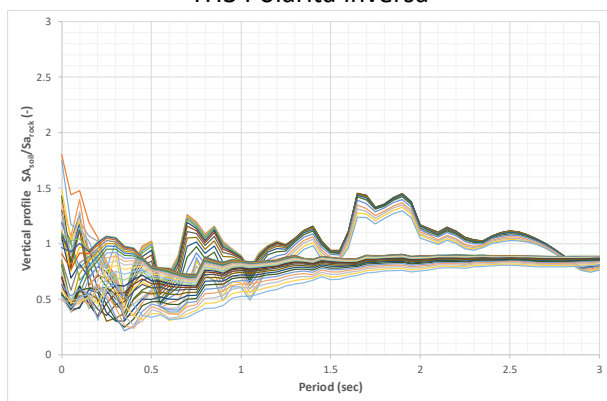
TH2 Polarità diretta



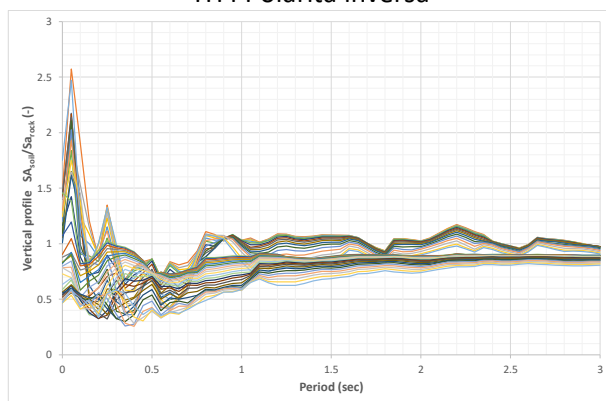
TH3 Polarità inversa



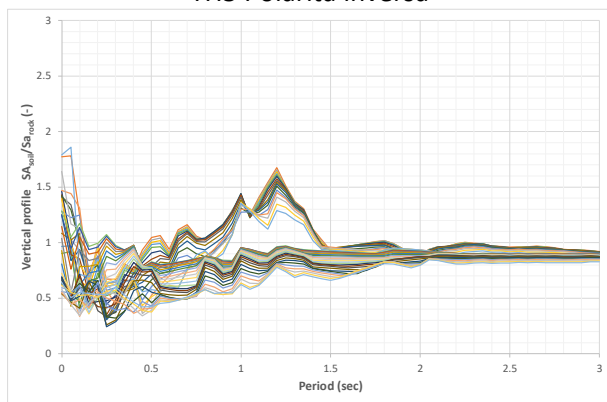
TH4 Polarità inversa



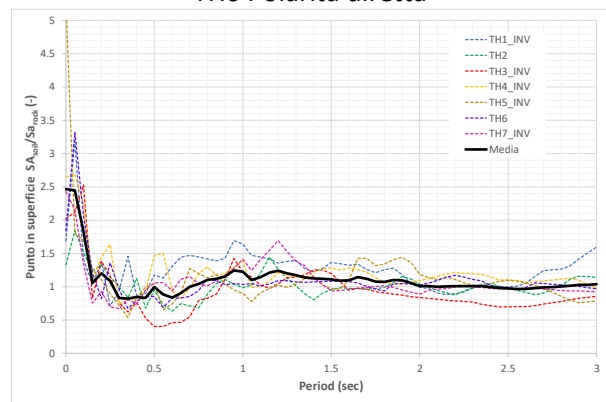
TH5 Polarità inversa



TH6 Polarità diretta

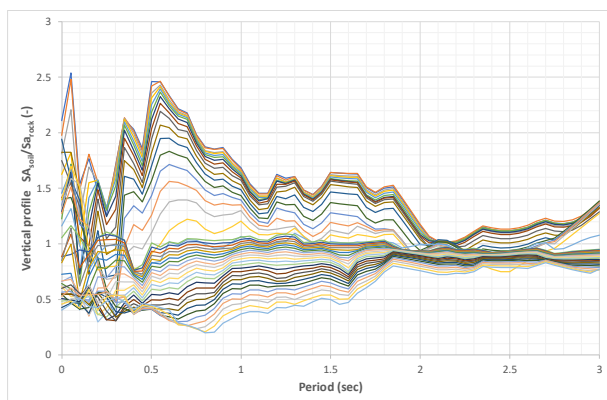


TH7 Polarità inversa

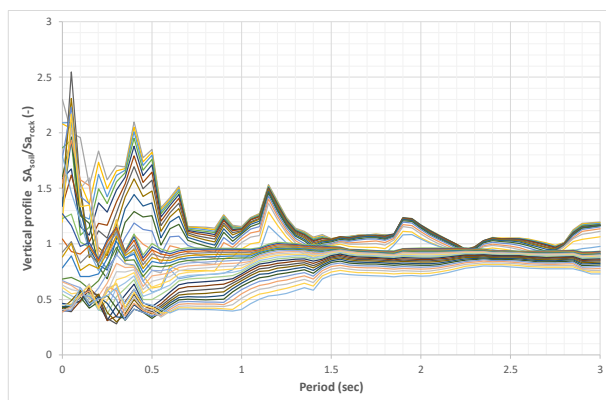


Media punto in superficie

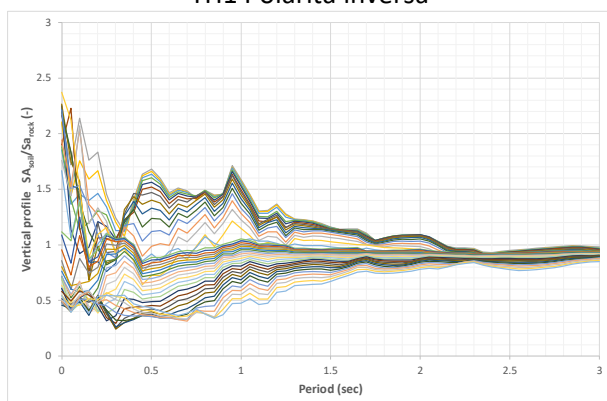
Figura 56 Rapporti delle accelerazioni spettrali calcolate a diverse profondità nel modello 2D lungo il profilo verticale 4 rispetto a quelle applicate alla base del modello.



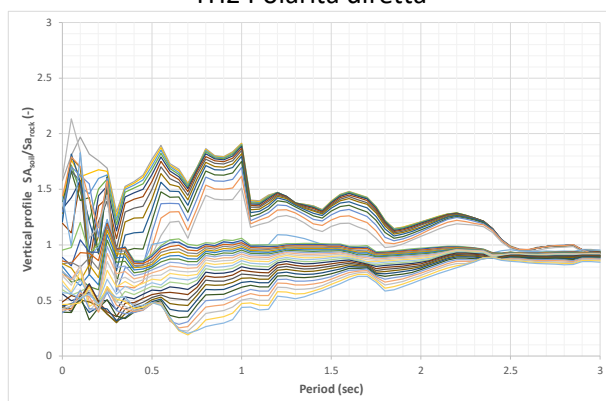
TH1 Polarità inversa



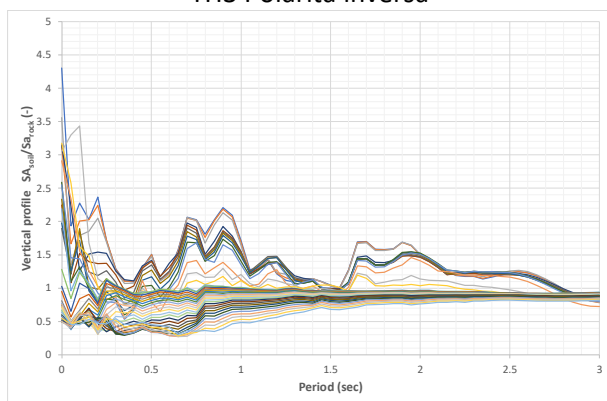
TH2 Polarità diretta



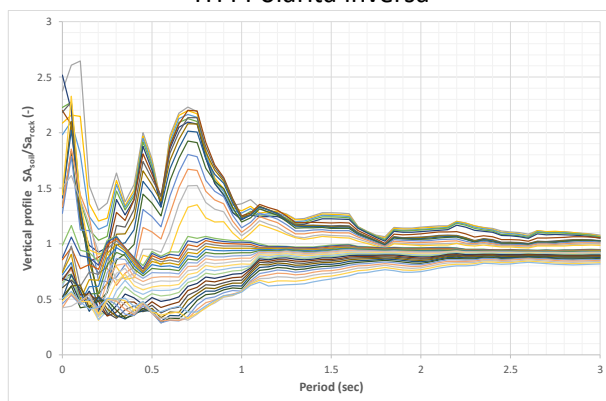
TH3 Polarità inversa



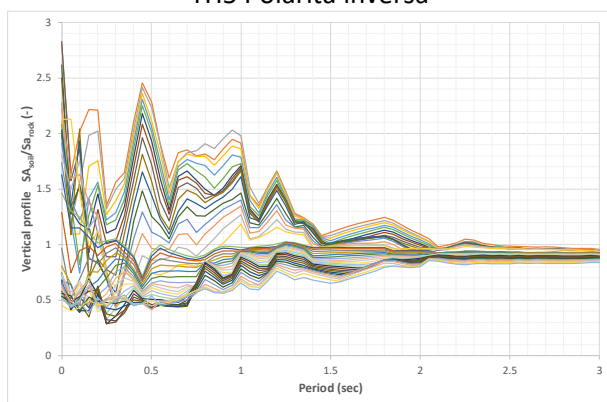
TH4 Polarità inversa



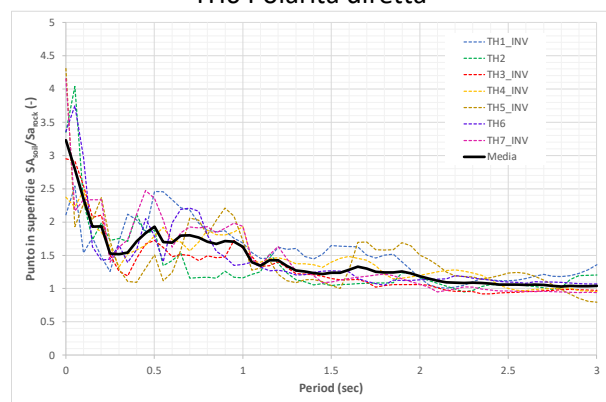
TH5 Polarità inversa



TH6 Polarità diretta



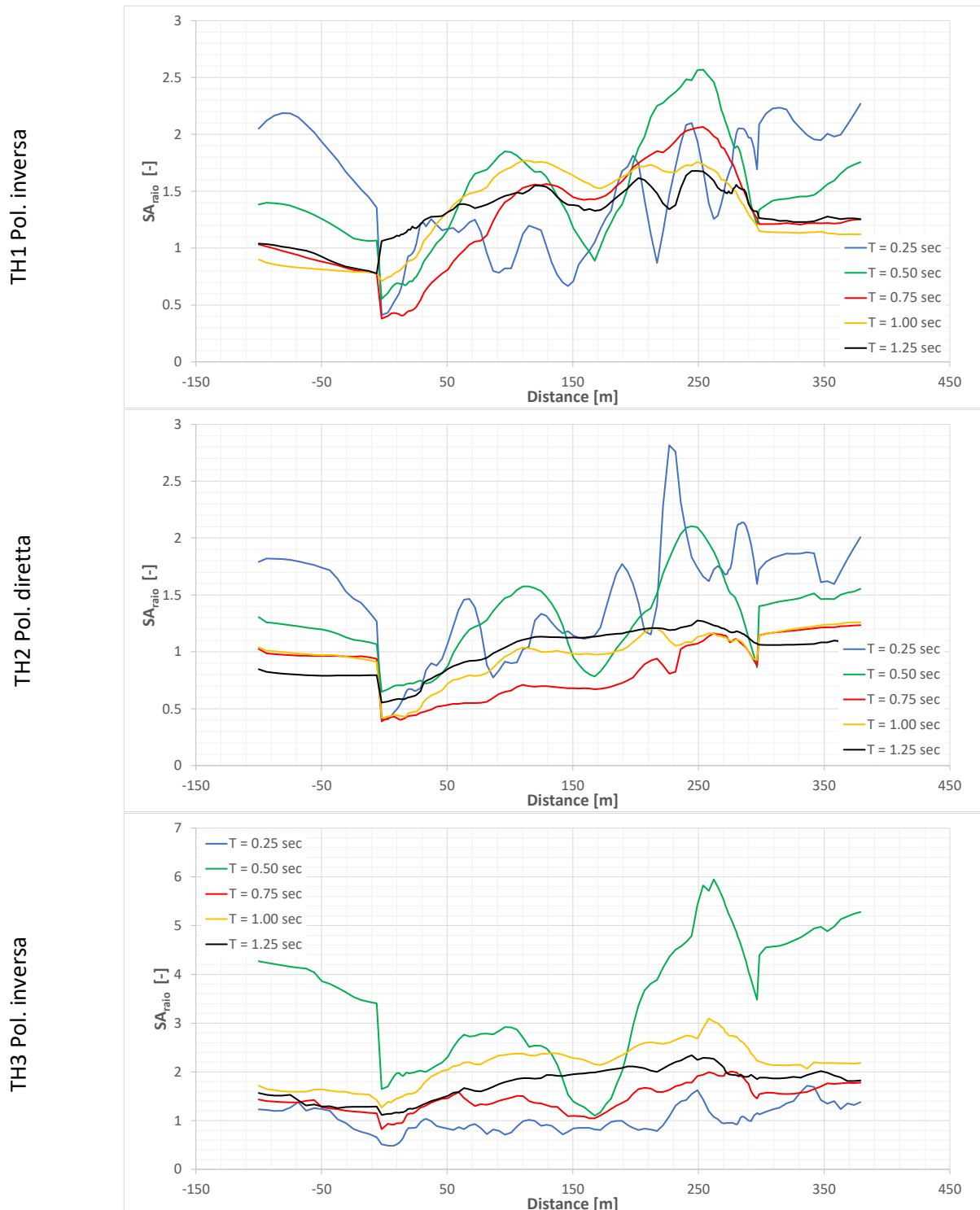
TH7 Polarità inversa



Media punto in superficie

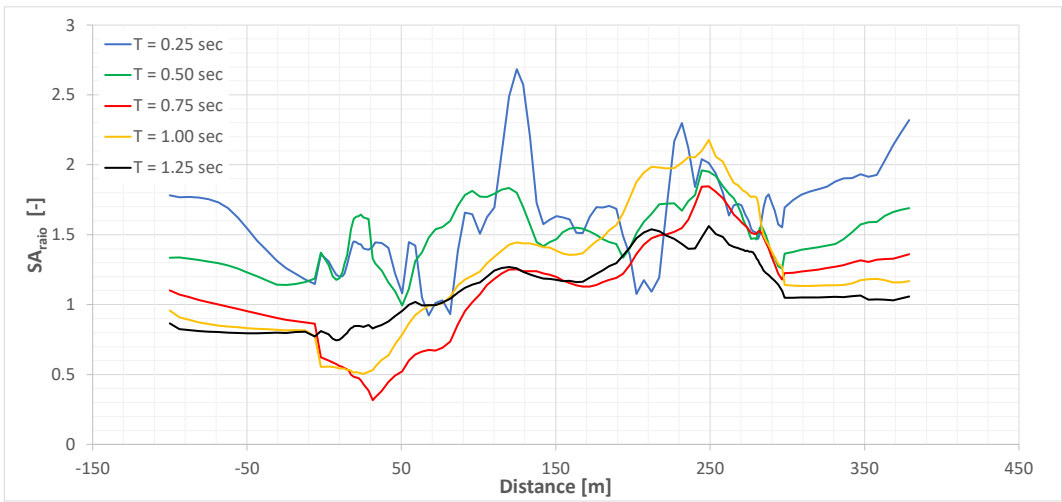
Figura 57 Rapporti delle accelerazioni spettrali calcolate a diverse profondità nel modello 2D lungo il profilo verticale 6 rispetto a quelle applicate alla base del modello.

La Figura 58, mostra per i 7 accelerogrammi utilizzati nelle analisi del modello 2D, il rapporto delle accelerazioni spettrali dei segnali calcolati in superficie rispetto a quelli applicati alla base del modello 2D, in corrispondenza di periodi prefissati e pari a 0.25, 0.5, 0.75, 1 e 1,25 sec. La figura mostra che le maggiori amplificazioni di manifestano nella parte di monte della discarica, indicativamente nella berma orizzontale superiore dove è localizzata la verticale 6, e in corrispondenza dell'argine di contenimento. Con riferimento alla media delle amplificazioni dei diversi segnali, le amplificazioni maggiori si rilevano per il periodo di 0.5 sec.

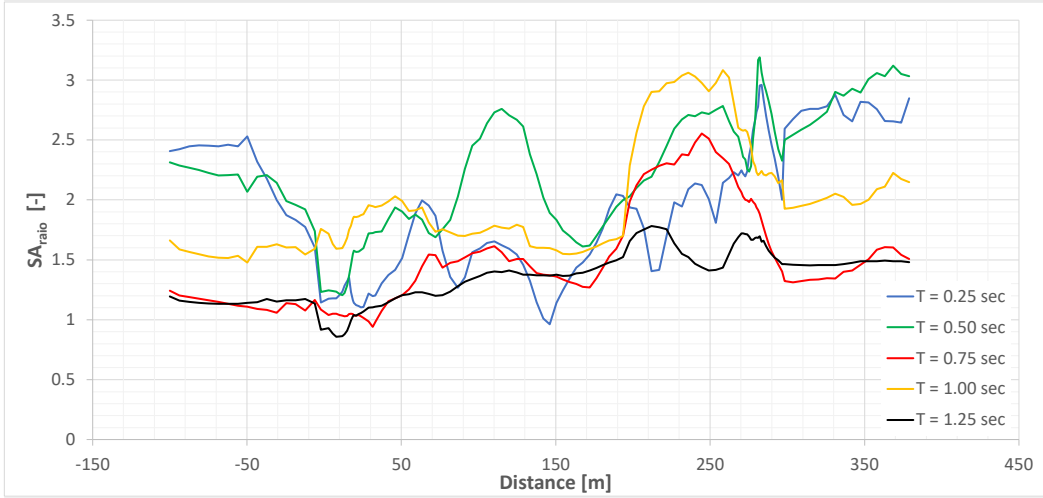




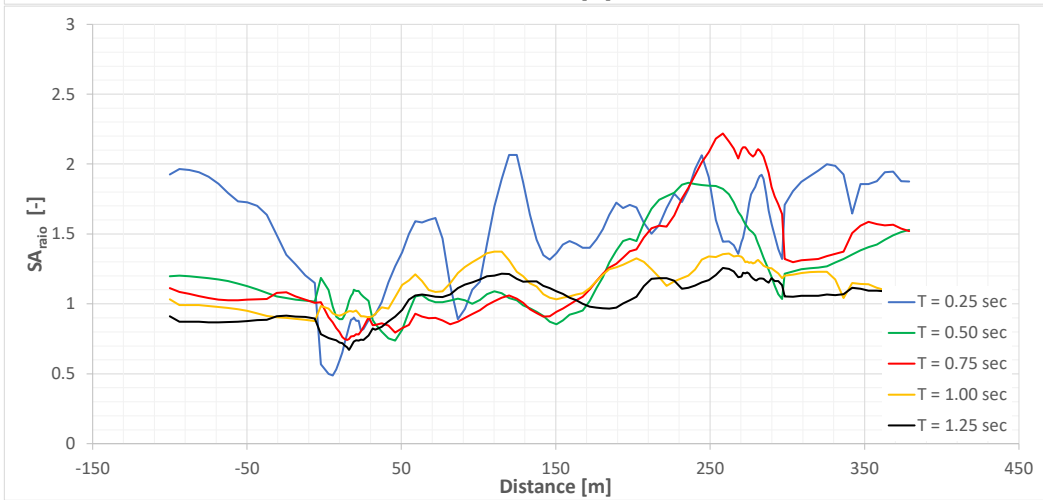
TH4 Pol. inversa



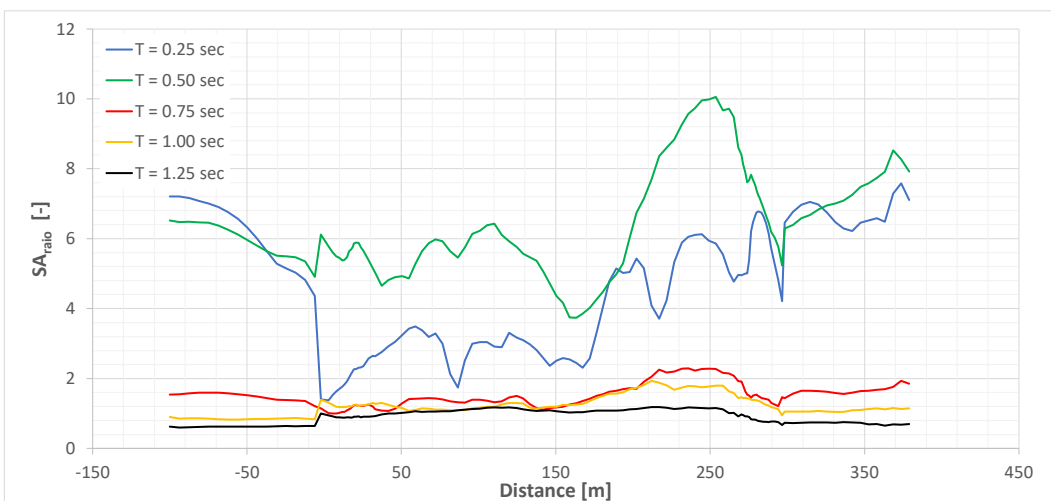
TH5 Pol. inversa



TH6 Pol. diretta



TH7 Pol. inversa



MEDIA

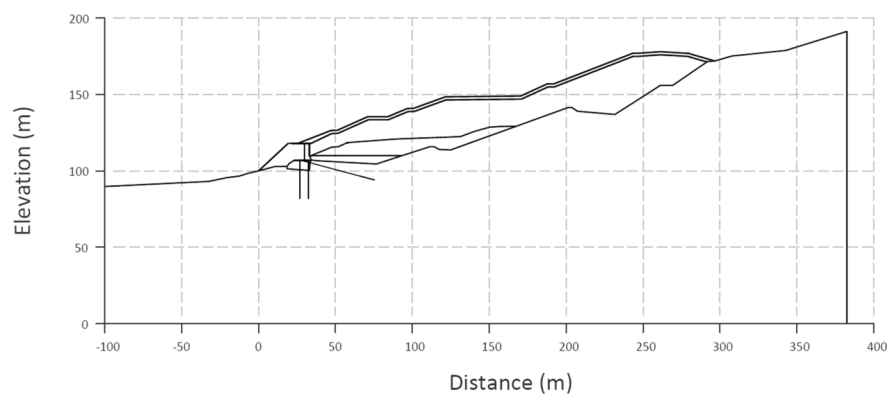
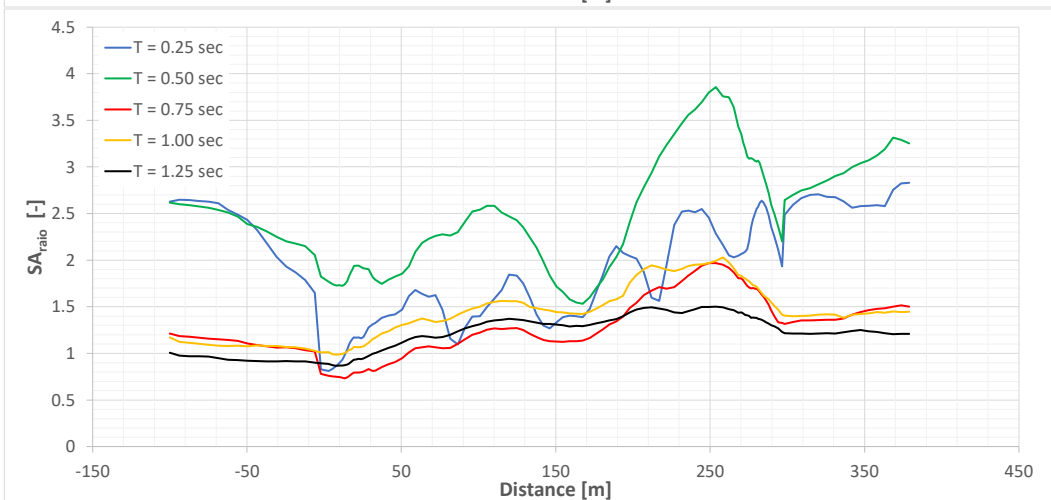


Figura 58 Rapporto delle accelerazioni spettrali dei segnali accelerometrici misurati in superficie e applicati alla base del modello 2D.

## 8 Analisi di stabilità in condizioni sismiche

In accordo al Decreto Legislativo 3 Settembre 2020 l'analisi delle condizioni di stabilità sismica di una discarica di rifiuti deve essere condotta utilizzando le Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2018) avendo assimilato le discariche a "*fronti di scavo e rilevati*" (vedi § 7.11.4 delle NTC 2018). Per questa tipologia di opere, le NTC 2018 stabiliscono per le verifiche l'ammissibilità dei seguenti metodi di analisi:

- a) metodi pseudo-statici
- b) metodi semplificati agli spostamenti
- c) metodi di analisi dinamica avanzata

Nel metodo a) viene valutato un coefficiente di sicurezza globale del pendio oggetto di studio (in questo caso rappresentato dalla sezione di verifica della discarica) considerando un'azione sismica applicata staticamente nel baricentro nel corpo instabile assunto come rigido lungo una superficie di scorrimento predefinita. L'intensità dell'azione sismica rappresentata da una forza inerziale pseudo-statica è fatto dipendere dal valore di accelerazione di picco atteso sulla superficie libera al sito di studio per il periodo di ritorno corrispondente allo stato limite considerato tenendo conto di eventuali fenomeni di amplificazione sismica. Al calcolo della forza pseudo-statica da applicare nelle direzioni orizzontale e verticale viene applicato un coefficiente di riduzione  $\beta_s$  che per lo stato limite ultimo è pari a 0.38. Il metodo pseudo-statico è basato sulla applicazione delle leggi della statica del corpo rigido e come tale non consente una valutazione della "prestazione" del pendio soggetto allo scuotimento sismico, prestazione caratterizzabile ad esempio dallo spostamento permanente. Infatti, il raggiungimento durante il sisma di un coefficiente di sicurezza globale unitario potrebbe non essere critico in quanto istantaneo e ciò non implicherebbe necessariamente una non conformità del pendio dipendendo quest'ultima dallo spostamento permanente effettivamente accumulato dal pendio al termine del terremoto.

Nei metodi b) e c) la stabilità del pendio e quindi della discarica, viene invece valutata confrontando lo spostamento permanente con lo spostamento ritenuto ammissibile dal progettista per l'opera in esame. Quindi i metodi b) e c) sono basati su un approccio prestazione alla progettazione sismica. Tuttavia, mentre il metodo b) si basa su una analisi in cui le fasi di definizione dell'input sismico e del calcolo dello spostamento permanente sono separate (approccio disaccoppiato), nel metodo c) esse vengono svolte congiuntamente nello stesso modello numerico (approccio accoppiato). Inoltre, nel metodo b) il modello per il calcolo degli spostamenti permanenti viene tipicamente effettuato mediante un approccio semplificato che idealizza il pendio (e quindi la discarica) ad un corpo rigido che si muove su una superficie di scorrimento predefinita con il metodo pseudo-statico. Nel metodo c) invece il pendio viene idealizzato ad un corpo deformabile in cui la superficie di scorrimento non è definita a-priori, ma si materializza sotto forma di una banda di taglio nel corso dell'analisi e la cui geometria dipende, oltreché dalle caratteristiche meccaniche del pendio, dallo specifico segnale accelerometrico di ingresso utilizzato.

In relazione alle dimensioni e all'importanza dell'opera oggetto di studio, gli estensori non ritengono adeguato verificare la stessa con il metodo pseudo-statico che non consente di rappresentare correttamente le caratteristiche dinamiche e di resistenza della discarica nonché dell'azione sismica. Inoltre, come già richiamato, il metodo pseudo-statico non consente una valutazione degli spostamenti permanenti al termine del sisma e quindi delle prestazioni della discarica in condizioni sismiche. D'altro canto, il metodo dinamico semplificato (metodo b precedentemente citato) è approssimativo e non consente una valutazione accurata degli spostamenti permanenti. Ciò è particolarmente vero in configurazioni geometriche complesse come la presenza lungo il pendio di argini di contenimento, opere di rinforzo e diverse tipologie di materiali separati da opportune interfacce. In tali situazioni la risposta dinamica del sistema si discosta in modo significativo dal modello del blocco rigido che scorre lungo una superficie di scorrimento predefinita. Per tale ragione le verifiche sismiche di stabilità della discarica sono state condotte con il metodo delle analisi dinamiche avanzate (metodo c precedentemente citato) e ciò in linea all'approccio precedentemente utilizzato nello studio di Calvi e Lai (2018). Tuttavia, prima di entrare nel merito del metodo di analisi dinamica avanzata utilizzato in questo studio, nei § 8.1 e 8.2 verranno discusse più approfonditamente alcune peculiarità dei metodi agli spostamenti (metodi b e c dell'elenco precedente) e ciò al fine di evidenziarne meglio le caratteristiche nonché i limiti e le potenzialità.

## 8.1 Aspetti generali dei metodi agli spostamenti

La valutazione dello spostamento permanente indotto dal sisma può essere condotta utilizzando uno dei seguenti metodi (Jibson, 2011):

- i. Metodo del blocco rigido (Newmark, 1965)
- ii. Metodi disaccoppiati
- iii. Metodi accoppiati

Il metodo del blocco rigido, come proposto originariamente da Newmark (1965), tiene conto del carattere transitorio dell'azione sismica che è rappresentata dalla storia temporale delle accelerazioni, tuttavia si utilizzano procedure semplici per il calcolo degli spostamenti. Nelle analisi si assume che lo spostamento relativo fra il volume di terreno potenzialmente instabile, delimitato da una superficie di scorrimento, e la formazione stabile abbia inizio quando le forze di inerzia agenti nel volume di terreno stesso, considerato infinitamente rigido, producono il superamento della resistenza disponibile lungo la superficie di scorrimento. Il moto si arresta quando la velocità relativa si annulla. La velocità relativa e gli spostamenti permanenti sono valutati per integrazione delle equazioni del moto relativo. L'ipotesi di comportamento rigido-plastico implica che, fino alla mobilitazione della resistenza, le accelerazioni istantanee agenti sul volume di terreno potenzialmente instabile siano uniformemente distribuite e pari alle accelerazioni della formazione stabile di base (Rampello e Callisto, 2008).

L'assunzione di comportamento rigido per la massa instabile costituisce uno dei principali limiti del metodo degli spostamenti nella sua versione originaria, poiché la deformabilità dei terreni può produrre modifiche importanti delle caratteristiche del moto sismico, variandone le ampiezze e il contenuto in frequenza. Inoltre, a causa della deformabilità, il moto sismico in un fissato istante può essere caratterizzato da una distribuzione spaziale delle accelerazioni, e quindi delle forze di inerzia, significativamente eterogenea (Rampello e Callisto, 2008). Inoltre, l'identificazione del volume potenzialmente instabile all'interno della superficie di scorrimento è effettuata con un approccio pseudo-statico, che per i motivi illustrati sopra, non è in grado di cogliere le peculiarità dinamiche della risposta del pendio.

Metodi più avanzati rispetto a quello del blocco rigido alla Newmark, tuttavia ancora appartenenti alla categoria dei metodi dinamici semplificati (metodi di categoria b del precedente paragrafo), sono stati proposti per considerare il fatto che il volume di materiale potenzialmente instabile non è un corpo rigido, ma si deforma internamente quando soggetto allo scuotimento sismico. Questa categoria di metodi per il calcolo dello spostamento permanente indotto dal sisma è definita "disaccoppiata" e prevede l'implementazione di una procedura di calcolo suddivisa in due passi (Jibson, 2011):

- Analisi dinamica di risposta sismica locale 2D, o eventualmente 1D, in cui non sono presenti superfici di scorrimento, al fine di valutare l'accelerazione in diversi punti del pendio per poter stimare l'accelerazione media della massa di materiale instabile al di sopra della potenziale superficie di scorrimento;
- L'accelerazione valutata nel passo precedente viene utilizzata per la valutazione dello spostamento permanente tramite doppia integrazione dell'accelerazione eccedente l'accelerazione critica in accordo al metodo di Newmark originario.

Il metodo viene definito disaccoppiato poiché la valutazione della risposta dinamica (condotta trascurando la presenza di una superficie di scorrimento) e il calcolo dello spostamento permanente sono fatti in modo indipendente.

Con il terzo approccio è possibile calcolare gli spostamenti permanenti indotti dal sisma mediante analisi dinamiche in cui la risposta dinamica della massa soggetta allo scorrimento e il calcolo dello spostamento permanente sono valutati contemporaneamente così da prendere anche in conto gli effetti degli spostamenti

irreversibili indotti sul moto sismico (approccio accoppiato). In questo caso il criterio di resistenza del materiale identifica la condizione di superamento della resistenza e il conseguente accumulo di spostamento. Limitatamente al caso 1D sono disponibili in letteratura metodi “accoppiati” (e.g. Lin & Whitman, 1983; Chopra & Zhang, 1991; Gazetas & Uddin, 1994; Kramer & Smith, 1997; Bray & Rathje, 1998; Ausilio et al., 2007a, Ausilio et al., 2007b) in cui nell’ambito della risposta sismica si considera esplicitamente l’accumulo di spostamenti permanenti (Rampello & Callisto, 2008).

Tra i metodi accoppiati ricadono le analisi tensio-deformative dinamiche nonlineari 2D o 3D (analisi avanzate). Utilizzando modelli numerici 2D o 3D, la valutazione dello spostamento permanente avviene in un unico modello che considera la morfologia del pendio, le caratteristiche di resistenza e deformabilità del materiale di cui è costituito. Mediante tale modello è possibile calcolare le eventuali amplificazioni litostratigrafiche che influenzano le caratteristiche del segnale di ingresso. In generale i metodi accoppiati consentono di simulare una risposta globale del sistema (incluse le sollecitazioni indotte negli elementi strutturali presenti nell’argine di contenimento) e non solamente di stimare lo spostamento permanente. Benché quest’ultimo possa essere considerato un indicatore di stabilità di un pendio naturale o artificiale, esso non è l’unico aspetto che deve essere valutato per l’accertamento della sua conformità.

Lin e Whitman (1983) hanno evidenziato che le assunzioni di un approccio disaccoppiato introducono errori nella stima dello spostamento permanente. Il confronto dei risultati tra modelli accoppiati e disaccoppiati ha mostrato che le analisi disaccoppiate forniscono in generale valori di spostamento permanente conservativi (Jibson, 2011). Come discusso nel lavoro di Calvi e Lai (2018) e confermato dai risultati di questo studio mostrati nei successivi paragrafi, fanno eccezione a queste considerazioni pendii eterogenei caratterizzati da importanti contrasti di deformabilità e differenze di resistenza al taglio, esattamente come accade nelle discariche di rifiuti solidi urbani.

Bray & Rathje (1998) hanno confrontato gli spostamenti calcolati con l’approccio accoppiato e disaccoppiato per un caso monodimensionale, al variare del periodo fondamentale del sistema ( $T_s$ ) e del periodo quadratico medio del segnale di input ( $T_m$ ). Bray & Rathje (1998) hanno mostrato che per valori del rapporto  $T_s/T_m$  minori di 2, il metodo disaccoppiato fornisce una stima cautelativa degli spostamenti indotti dal sisma, almeno per valori di  $K_y/K_{max} < 0.6$ , dove  $K_y$  è il coefficiente sismico orizzontale critico e  $K_{max}$  il coefficiente sismico massimo. Per valori di  $T_s/T_m > 2$  il metodo disaccoppiato risulta meno cautelativo del metodo accoppiato. Tuttavia, a valori di  $T_s/T_m$  elevati corrisponde in genere una deamplificazione del moto sismico, e quindi valori di  $K_{max}$  modesti. Valori realistici di  $K_y$  corrispondono perciò a rapporti  $K_y/K_{max}$  elevati e conseguentemente spostamenti modesti. In sintesi, lo studio sembra indicare che il metodo disaccoppiato fornisce, nella maggior parte dei casi di interesse applicativo spostamenti ragionevolmente cautelativi (Rampello & Callisto, 2008). I risultati di risposta sismica locale mostrati nel Capitolo 7 hanno evidenziato che le analisi 1D in presenza di una configurazione topografica 2D tendono a sottostimare in maniera importante le accelerazioni che si generano nel pendio. Dunque i confronti tra i risultati ottenuti con approcci accoppiati e disaccoppiati con modelli 1D sono affetti da un certo grado di incertezza.

Il terzo approccio nella classificazione di Jibson (2011) prevede che lo studio del comportamento sismico dei pendii sia condotto mediante metodi avanzati di analisi dinamica, in condizioni 2D o 3D. Tale approccio richiede una realistica idealizzazione del comportamento meccanico dei materiali in condizioni cicliche.

Nonostante attualmente non siano disponibili indagini di laboratorio in grado di descrivere in modo accurato il comportamento dinamico dei rifiuti (e anche nella letteratura scientifica non sono molti gli esempi disponibili a causa della eterogeneità dei materiali e alla difficoltà di caratterizzazione), gli estensori ritengono comunque che le analisi numeriche avanzate siano comunque più affidabili e accurate del metodo agli spostamenti disaccoppiato e ciò soprattutto in presenza di importanti contrasti di rigidità come ulteriormente discusso nel prossimo paragrafo. Per tale ragione esse sono state assunte per condurre le analisi dinamiche accoppiate della discarica.

## 8.2 Limiti di applicabilità del metodo degli spostamenti semplificato applicato alle discariche

Questo paragrafo richiama alcune considerazioni dello studio di Calvi e Lai (2018) allo scopo di evidenziare meglio i limiti di applicabilità del metodo degli spostamenti con approccio disaccoppiato quando applicato alla verifica sismica delle discariche di rifiuti.

La valutazione dello spostamento permanente con il metodo del blocco rigido oppure utilizzando il metodo semplificato degli spostamenti (metodo disaccoppiato) nelle sue varianti, prevede l'implementazione dei seguenti passi, che possono essere differenziati a seconda dello specifico metodo utilizzato:

a) Calcolo accelerazione critica e relativa superficie di scorrimento con metodo pseudo-statico:

L'accelerazione critica può essere valutata con il metodo pseudo-statico, ricercando il valore del coefficiente sismico associato al fattore di sicurezza globale unitario, che corrisponde all'uguaglianza di resistenze ed azioni lungo la superficie di scivolamento critica (Lai et al., 2009).

L'accelerazione critica, per la quale le forze inerziali producono il raggiungimento della resistenza disponibile è funzione della geometria del pendio, delle sue caratteristiche di resistenza, della forma e della posizione della superficie di scorrimento. In generale, l'approccio pseudo-statico valuta la stabilità dell'opera rispetto a condizioni di equilibrio limite definendo un fattore di sicurezza globale. Dal punto di vista concettuale, è una estensione del metodo dell'equilibrio limite, con l'aggiunta di una componente di inerzia che rappresenta l'azione indotta dal sisma. La massa è soggetta al peso proprio e gli effetti del terremoto sono simulati con l'aggiunta di forze pseudo-statiche equivalenti, applicate in modo uniforme al baricentro della massa potenzialmente instabile. Dal rapporto tra la risultante delle forze attive e quella delle forze resistenti mobilitate lungo la potenziale superficie di scivolamento, si valuta il fattore globale di sicurezza pseudo-statico FS, parametro indicativo delle condizioni di stabilità dell'opera. Un valore FS unitario indica una condizione di equilibrio limite o collasso incipiente (perlomeno istantaneo), mentre un valore di FS superiore all'unità individua uno stato di equilibrio caratterizzato da un certo margine di sicurezza.

Le ipotesi di base del metodo pseudo-statico sono quelle tipiche dei metodi dell'equilibrio limite, tra cui il comportamento rigido-plastico del materiale, l'assimilazione della massa instabile ad un blocco rigido, la mobilitazione della resistenza costante lungo l'intera superficie di rottura, alle quali si aggiungono le seguenti due ipotesi, che riguardano invece la natura e gli effetti dell'azione sismica (Lai et al., 2009):

- le accelerazioni sono considerate uguali in direzione ed intensità in tutti i punti della massa instabile;
- il materiale sopra la superficie di scorrimento risponde all'eccitazione sismica senza sviluppo di elevate sovrappressioni interstiziali e/o significativo degrado della resistenza.

L'accelerazione critica e la relativa superficie di scorrimento possono essere valutati con il metodo pseudo-statico utilizzando due metodi di calcolo differenti: con un'analisi tensio-deformativa alle differenze finite e con il metodo delle strisce dell'equilibrio limite. Nel modello alle differenze finite l'approccio pseudo-statico può essere implementato applicando una componente orizzontale all'accelerazione di gravità che risulta quindi ruotata e composta vettorialmente con la componente orizzontale.

b) Valutazione dell'accelerogramma per calcolo spostamento permanente:

Nel metodo del blocco rigido, proposto originariamente da Newmark (1965), si assume che la potenziale superficie di scorrimento sia rigida, sotto queste ipotesi il moto di input appropriato è rappresentato dal moto del terreno a livello della superficie di scorrimento. Tuttavia la massa di terreno soggetta allo scuotimento sismico si deforma per cui la risposta dipende dalla geometria e dalla rigidità del pendio, oltre che dalle caratteristiche del segnale sismico in ingresso (i.e. ampiezza e contenuto in frequenza).

Una delle ipotesi su cui si basa il metodo è che la massa potenzialmente instabile possa essere schematizzata come un blocco rigido. Tale ipotesi è abbastanza realistica quando le lunghezze d'onda prevalenti sono molto maggiori delle dimensioni caratteristiche del pendio, ossia nel caso di pendii costituiti da rocce oppure da terreni molto rigidi e/o soggetti a terremoti caratterizzati da basse frequenze (una combinazione che dà luogo a lunghezze d'onda elevate). In questo caso, infatti, le accelerazioni all'interno della massa di terreno potenzialmente instabile sono approssimativamente in fase (Kramer, 1996).

Nel caso di materiali più deformabili, tuttavia, le accelerazioni possono essere in opposizione di fase (moto asincrono). In questo caso, le forze d'inerzia applicate in punti diversi della massa di terreno potenzialmente instabile possono agire con verso opposto e pertanto la risultante delle forze d'inerzia può essere significativamente inferiore a quella valutata con l'ipotesi di blocco rigido (vedi Figura 59). In queste situazioni il metodo può produrre notevoli sovrastime degli spostamenti ed è pertanto necessario definire un accelerogramma equivalente che tenga conto della variabilità spaziale del moto all'interno della massa instabile (Seed e Martin, 1966).

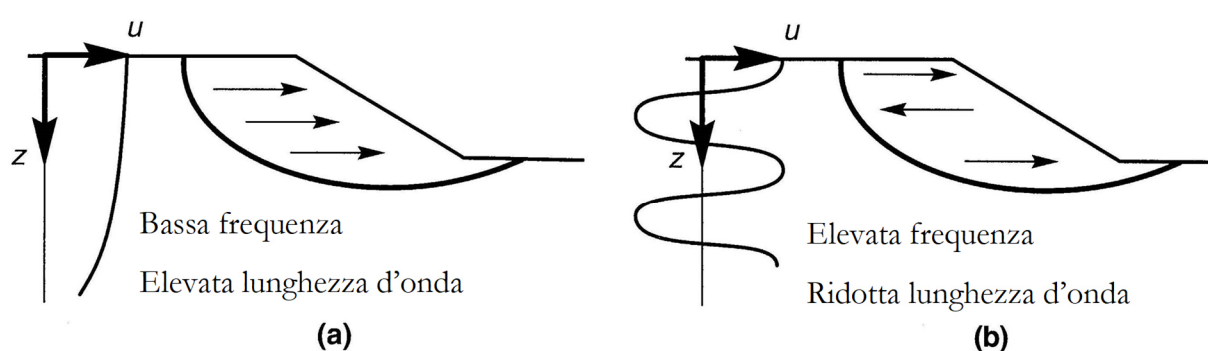


Figura 59: Influenza della frequenza sui movimenti dei pendii: una lunghezza d'onda elevata, associata a un movimento a bassa frequenza (a) induce una risposta in fase del terreno al di sopra della superficie di rottura. In caso di alta frequenza (b), può accadere che alcune porzioni del terreno si muovano in opposizione di fase (da Lai et al., 2009 modificata da Kramer, 1996).

Per tenere conto degli effetti della deformabilità della massa potenzialmente instabile è necessario valutare un accelerogramma equivalente che descriva la risposta sismica complessiva del volume di materiale potenzialmente instabile. In accordo a Sarma (2013) tale accelerogramma può essere valutato come il rapporto tra la forza di inerzia agente sulla massa potenzialmente instabile ( $F_h(t)$ ) e la corrispondente massa all'interno della superficie di scorrimento ( $m$ ):

$$a_{eq}(t) = \frac{F_h(t)}{m} \quad (6)$$

Esistono in letteratura diversi metodi che consentono di valutare l'accelerazione equivalente considerando la risposta di una colonna di terreno 1D, si veda nello specifico lo studio di Calvi e Lai (2018). Tuttavia questi metodi, basandosi sulla risposta dinamica monodimensionale, sono caratterizzati dalla difficoltà di individuare uno o più profili 1D rappresentativi del pendio. Pur consentendo la presa in conto della variabilità dell'accelerazione lungo la verticale, non si riesce a cogliere l'effetto dell'asincronicità del moto in direzione orizzontale.

Le analisi bidimensionali, consentendo una migliore descrizione della geometria del pendio, consentono di considerare eventuali fenomeni di focalizzazione/defocalizzazione delle onde sismiche dovuti sia alla morfologia superficiale che sommersa. Utilizzando i risultati delle analisi 2D, Calvi e Lai (2018) (a cui si rimanda per i dettagli) hanno utilizzato tre metodi per definire l'accelerogramma equivalente.



Indipendentemente dal metodo utilizzato per definire l'accelerogramma equivalente, tutti i metodi sono vincolati alla definizione della superficie di scorrimento critica discussa in a), la quale essendo definita con approccio pseudo-statico non tiene in conto delle peculiarità dinamiche della risposta sismica del sistema.

c) Valutazione dello spostamento permanente:

Sulla base degli accelerogrammi equivalenti definiti al punto b) vengono calcolati gli spostamenti permanenti integrando la parte di accelerogramma eccedente l'accelerazione critica in accordo all'approccio di Newmark originale, secondo lo schema illustrato in Figura 60.

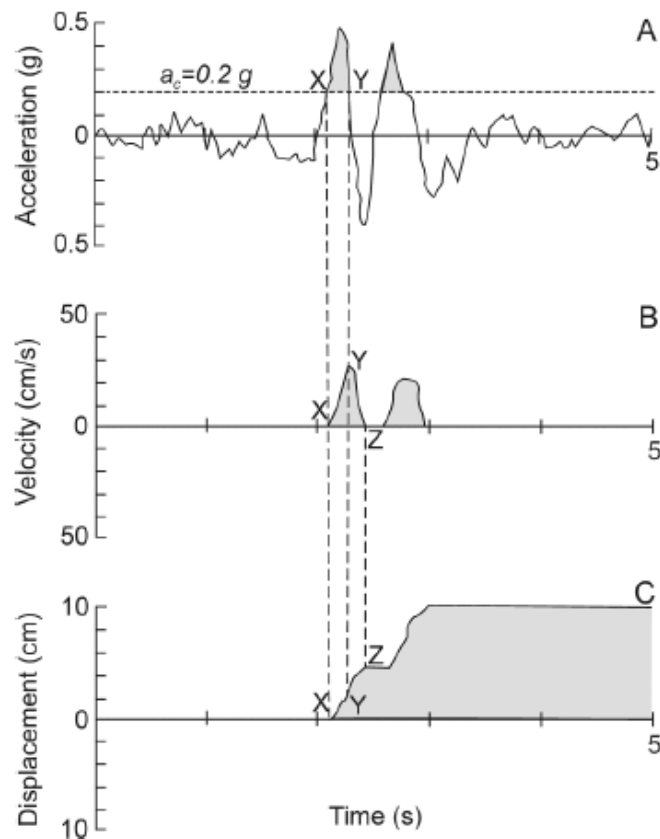


Figura 60 Valutazione degli spostamenti permanenti di un pendio mediante il metodo di Newmark (da Jibson, 2011 adattata da Wilson e Keefer, 1983)

Gli spostamenti permanenti valutati con il metodo disaccoppiato sono caratterizzati da alcune limitazioni intrinseche alle ipotesi di tale approccio, congiuntamente alle peculiarità del sistema in esame contraddistinto dal corpo rifiuti caratterizzato da una elevata deformabilità, ma da una discreta resistenza e dal substrato argilloso di base caratterizzato da una maggiore rigidità e una minore resistenza. Per una configurazione di questo tipo in condizioni dinamiche si manifestano importanti amplificazioni all'interno della discarica (sia di tipo stratigrafico sia di tipo topografico). Ne conseguono elevate accelerazioni all'interno del corpo della discarica in cui è attesa una variabilità spaziale del moto importante. Per contro, nelle argille di base le amplificazioni attese sono limitate. Una conferma di questo scenario è evidente dall'analisi dei risultati della risposta sismica locale illustrati nel Capitolo 7. Ne consegue che l'approccio agli spostamenti disaccoppiato ha dei limiti di applicabilità in contesti quali le discariche di rifiuti. Essi sono da ricondursi da un lato all'incapacità del metodo pseudo-statico di cogliere una superficie di scorrimento congruente con l'input sismico applicato, dall'altro alla variabilità spaziale del moto all'interno del corpo della discarica.

L'approccio pseudo-statico per la definizione della superficie di scorrimento e della accelerazione critica non è in grado di cogliere le amplificazioni che si generano nel modello poiché l'accelerazione applicata è uniforme. Nel metodo pseudo-statico il meccanismo critico che si genera è governato dalla resistenza, in

particolare dalla minore resistenza delle argille di base dove la superficie critica tende ad estendersi. Una superficie critica di questo tipo, oltre a non essere congruente con l'input sismico in condizioni dinamiche in cui le accelerazioni che si manifestano nel corpo discarica sono molto maggiori di quelle nelle argille di base, produce un sostanziale abbattimento dell'accelerogramma equivalente poiché sono mediati segnali con accelerazioni molto differenti.

Il secondo aspetto che condiziona l'approccio agli spostamenti di tipo disaccoppiato è legato alla variabilità spaziale del moto. Essa dipende sia dal diverso livello di accelerazione che si manifesta nelle argille di base e nel corpo della discarica, sia dall'intrinseca variabilità del moto all'interno della discarica stessa in relazione alla sua elevata deformabilità.

**In sistemi con importanti contrasti di rigidità e differenze di resistenza la valutazione dello spostamento permanente richiede un approccio di tipo accoppiato, in modo da tenere in debito conto dell'interazione dinamica tra RESISTENZA, DEFORMABILITÀ e AZIONE SISMICA.**

Per tale ragione gli spostamenti sismici della discarica di rifiuti nel caso di studio sono stati valutati mediante analisi numeriche avanzate.

## **8.3 Modello 2D dinamico non-lineare**

### **8.3.1 Aspetti generali**

Per tener conto che il meccanismo che genera gli spostamenti permanenti nel pendio è governato dalla resistenza, le analisi dinamiche sono state condotte con un legame costitutivo di tipo elasto-plastico non-lineare isteretico con criterio di snervamento alla Mohr-Coulomb come illustrato in dettaglio nel Capitolo 6. Si ritiene che il legame costitutivo utilizzato, pur non essendo un legame costitutivo avanzato, se tarato su curve di decadimento del modulo di taglio e parametri di resistenza misurati sperimentalmente ed in modo affidabile, è in grado di cogliere gli aspetti più salienti della risposta sismica della discarica, la quale è caratterizzata dal progressivo accumulo di spostamenti permanenti in corrispondenza del raggiungimento della resistenza nei materiali interessati. In particolare, l'analisi dinamica non-lineare è in grado di cogliere l'interazione che si manifesta tra resistenza e deformabilità nei materiali in funzione del livello di severità del moto sismico, che in sistemi con importanti contrasti di rigidità è caratterizzato da una elevata variabilità spaziale.

Le analisi dinamiche non-lineari restituiscono direttamente lo spostamento permanente del pendio che a causa della deformabilità del materiale non è uniforme, ma varia all'interno dello stesso e risulta massimo solo in un volume limitato. Ai fini della valutazione della stabilità, che deve essere svolta confrontando gli spostamenti permanenti ottenuti dalle analisi con gli spostamenti ammissibili, è necessario valutare uno spostamento permanente medio che tenga conto della variabilità di questo parametro di risposta all'interno del pendio. Fotopoulou e Pitilakis (2015) suggeriscono di applicare allo spostamento permanente massimo un coefficiente riduttivo pari a 0.65. Ntritsos e Lai (2016), sulla base di un numero elevato di analisi numeriche avanzate, hanno mostrato che il rapporto tra lo spostamento permanente medio all'interno della massa soggetta a scorrimento e lo spostamento permanente massimo è compreso tra 0.7 e 0.9 nel 75% dei casi (si veda Figura 61). Sulla base di tali risultati si assume un coefficiente riduttivo della componente orizzontale dello spostamento permanente pari a 0.8.

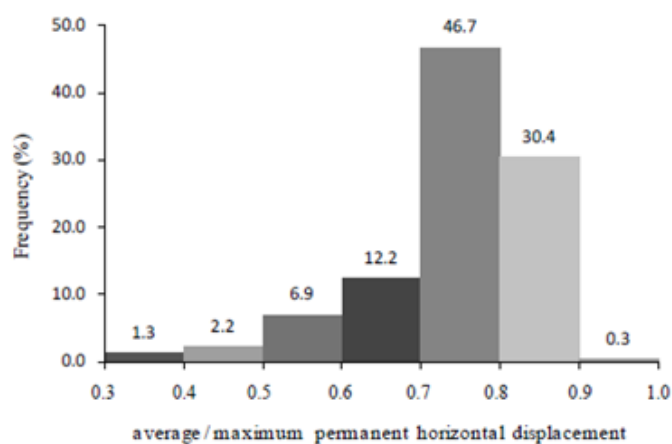


Figura 61 Rapporto tra lo spostamento permanente medio e quello massimo (da Ntritsos e Lai, 2016)

I paragrafi successivi riportano gli spostamenti permanenti valutati con le analisi dinamiche nonlineari utilizzando il set di 7 accelerogrammi reali spettro-compatibili definito nel Capitolo 3 variando la polarità da diretta a inversa. Come precedentemente specificato, esso è lo stesso già utilizzato nello studio di Calvi e Lai (2018). Nella sezione di verifica sono state monitorate le storie temporali dello spostamento orizzontale sulla superficie libera, alla base e lungo diverse verticali.

### 8.3.2 Valutazione degli spostamenti permanenti

La Tabella 11 riporta la componente orizzontale dello spostamento permanente massimo ottenuto nelle analisi numeriche non-lineari accoppiate utilizzando il modello bidimensionale della discarica implementato in FLAC2D.

Tabella 11: Spostamenti permanenti orizzontali relativi alla base del modello ottenuti con le analisi dinamiche non-lineari accoppiate

Polarità	inv	dir	inv	inv	inv	dir	inv
Accelerogramma	1	2	3	4	5	6	7
Spostamento permanente massimo (cm)	15.0	18.0	65.0	27.5	130.0	22.5	8.0
80% Spostamento permanente massimo (cm)	12.0	14.4	52.0	22.0	104.0	18.0	6.4

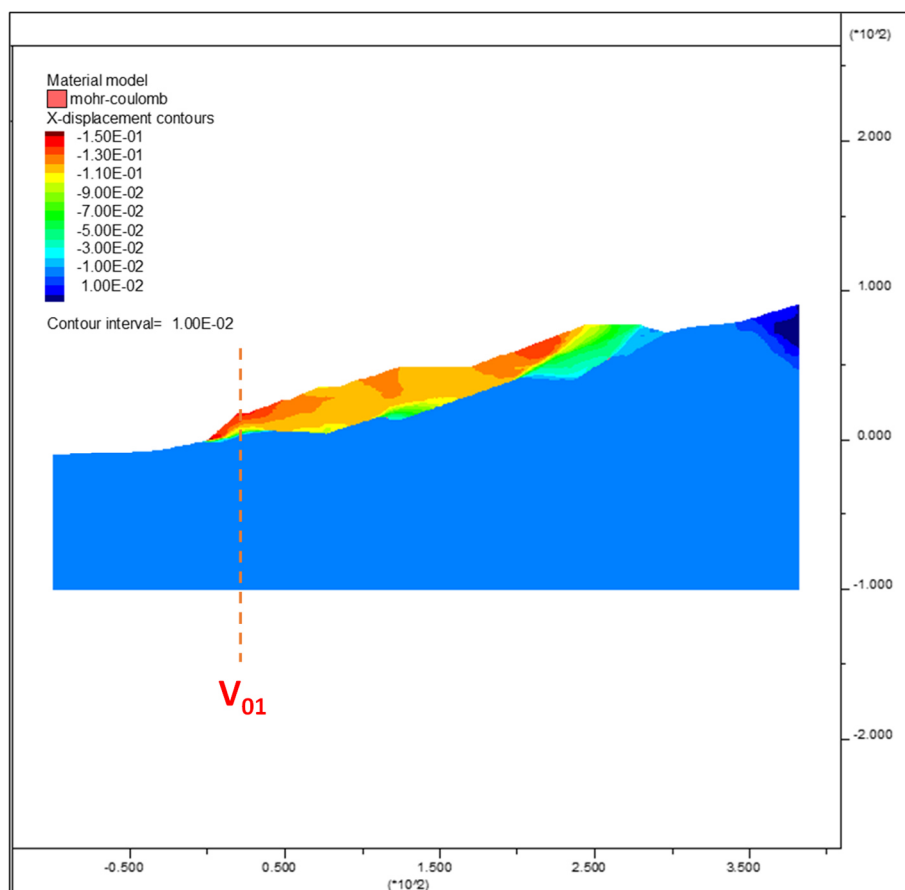
La Figura 62a) e le successive fino alla Figura 68a) mostrano lo spostamento permanente assoluto al termine delle analisi dinamiche per tutti gli accelerogrammi presi in esame con polarità del segnale più critica, e cioè quella che conduce a spostamenti permanenti maggiori. Dalle figure si osserva che l'interfaccia segna una separazione netta degli spostamenti tra il corpo rifiuti ed il substrato. In particolare, gli spostamenti permanenti identificano una zona nel corpo rifiuti in corrispondenza dell'interfaccia, a partire dall'argine di contenimento di valle, fino ad arrivare al secondo dente situato nella parte di monte dell'impianto, punto dal quale le deformazioni tendono a propagarsi nel corpo rifiuti fino a raggiungere la superficie in corrispondenza del colmo dell'abbancamento. Questo risultato è dovuto ai parametri di resistenza al taglio estremamente ridotti che caratterizzano il contatto tra i geosintetici presenti nel pacchetto di impermeabilizzazione.

Dalle figure si osserva inoltre che gli spostamenti permanenti massimi sono concentrati in una zona superficiale della discarica in prossimità dell'argine.

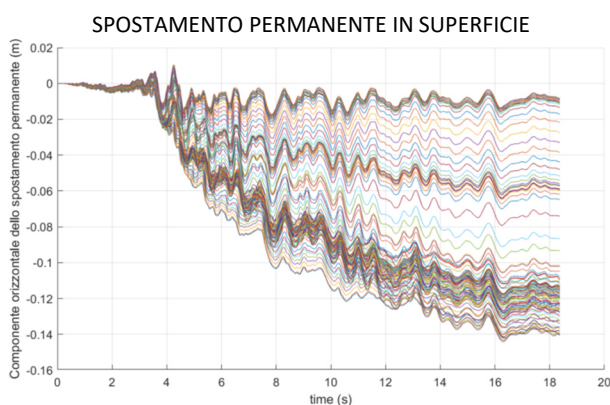
La Figura 62b) e le successive fino alla Figura 68b) mostrano le storie temporali dello spostamento orizzontale relativo alla base registrate in superficie in corrispondenza della zona della discarica, mentre la Figura 62c) e le successive fino alla Figura 68c) mostrano le storie temporali dello spostamento orizzontale relativo alla base registrate lungo una verticale in prossimità del massimo spostamento permanente in superficie. Da

queste ultime figure si può osservare che gli elementi superficiali subiscono i massimi spostamenti e al crescere della profondità gli spostamenti si attenuano considerevolmente.

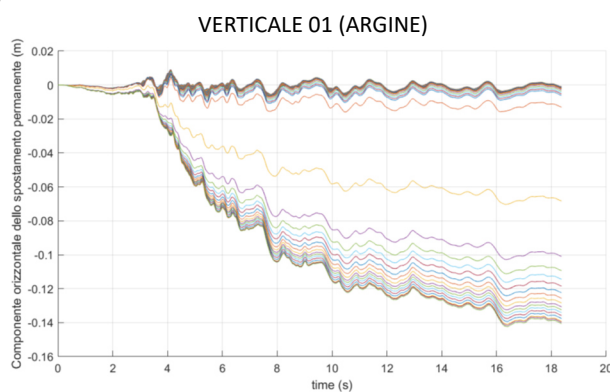
La Figura 66a) ottenuta dall'applicazione dell'accelerogramma 5 con polarità inversa rappresenta il segnale più severo in quanto è quello a cui sono associati i maggiori spostamenti in relazione alla sua durata e al suo contenuto in frequenza. La figura evidenzia spostamenti permanenti notevolmente maggiori rispetto a quelli ottenuti con tutti gli altri segnali accelerometrici tanto da meritare l'appellativo di segnale "outlier".



a)

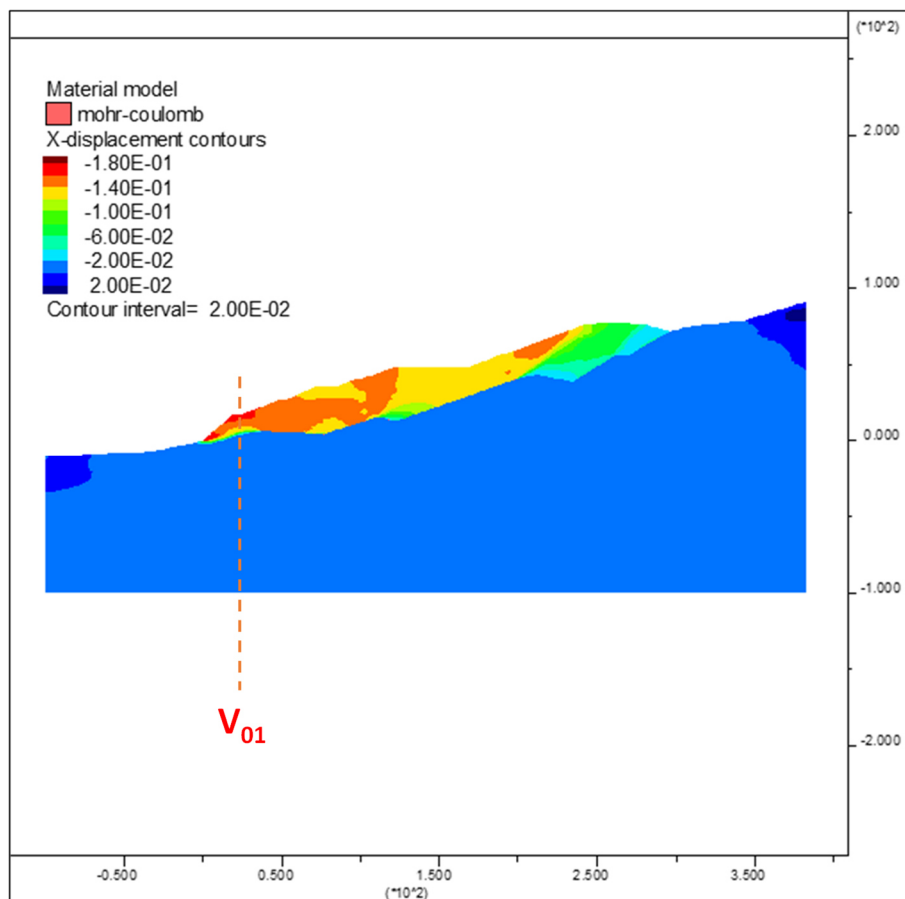


b)

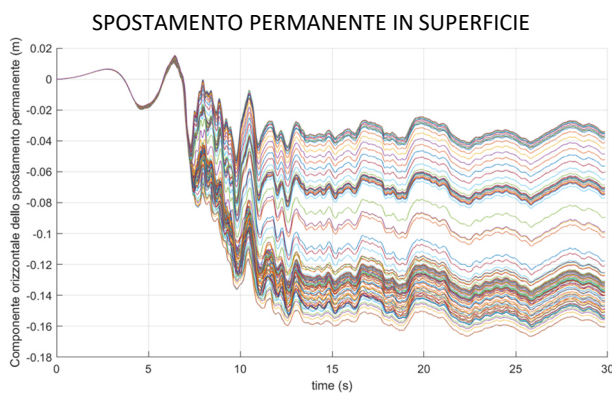


c)

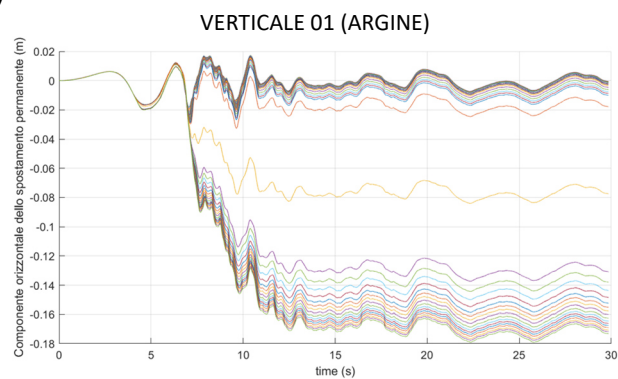
Figura 62 Accelerogramma 1 con polarità inversa: a) spostamento permanente al termine dell'analisi; b) storie temporali in spostamento orizzontale registrate in superficie in corrispondenza della scarica; c) storie temporali in spostamento orizzontale registrate lungo la verticale V01 in prossimità del massimo spostamento in superficie (spostamenti in m).



a)

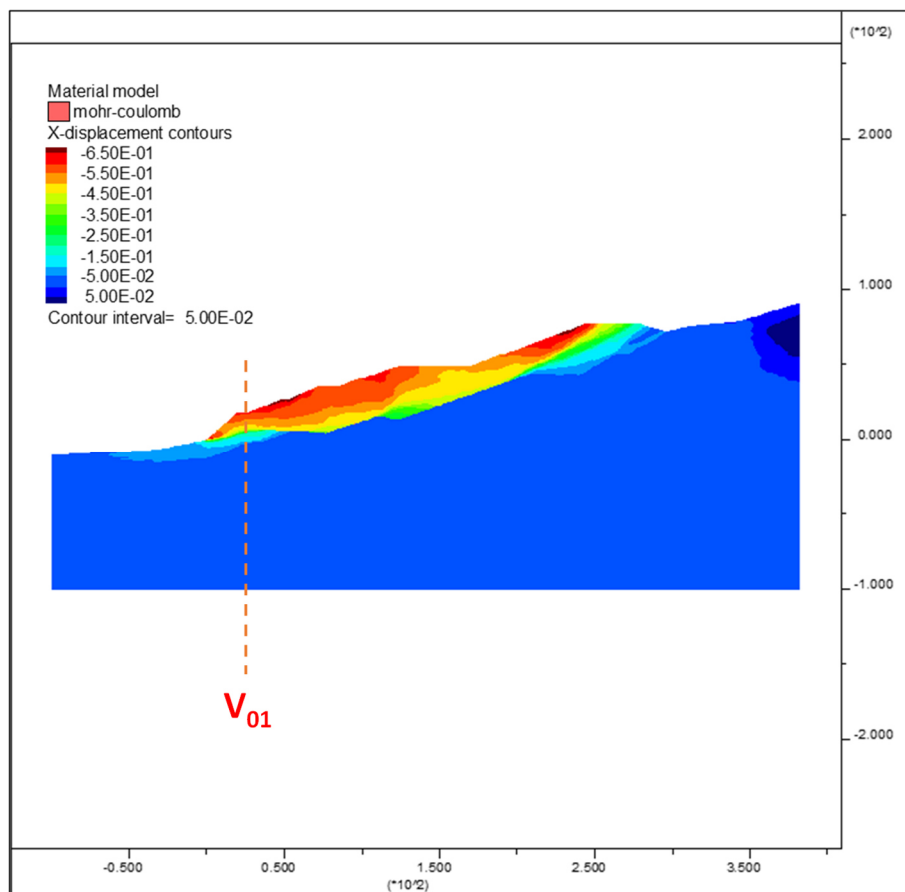


b)

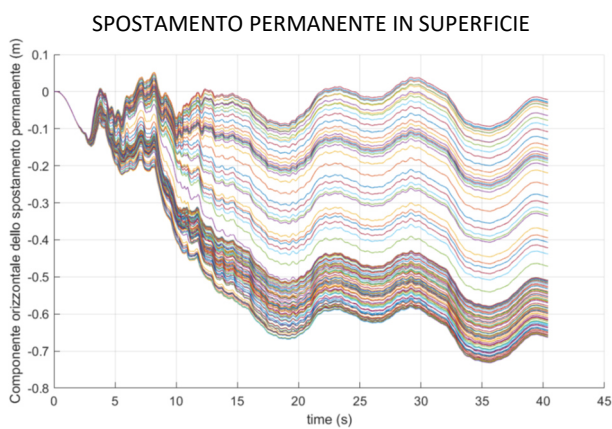


c)

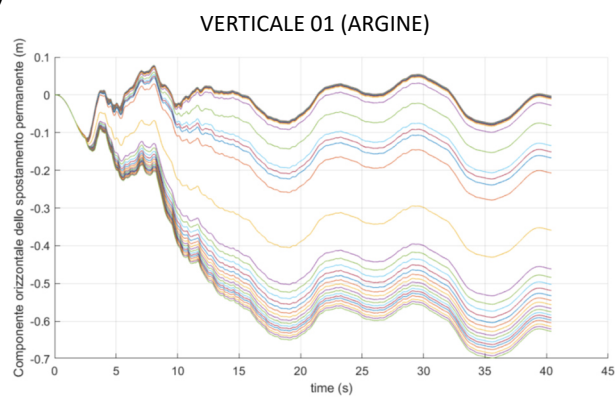
Figura 63 Accelerogramma 2 con polarità diretta: a) spostamento permanente al termine dell'analisi; b) storie temporali in spostamento orizzontale registrate in superficie in corrispondenza della discarica; c) storie temporali in spostamento orizzontale registrate lungo la verticale V01 in prossimità del massimo spostamento in superficie (spostamenti in m).



a)

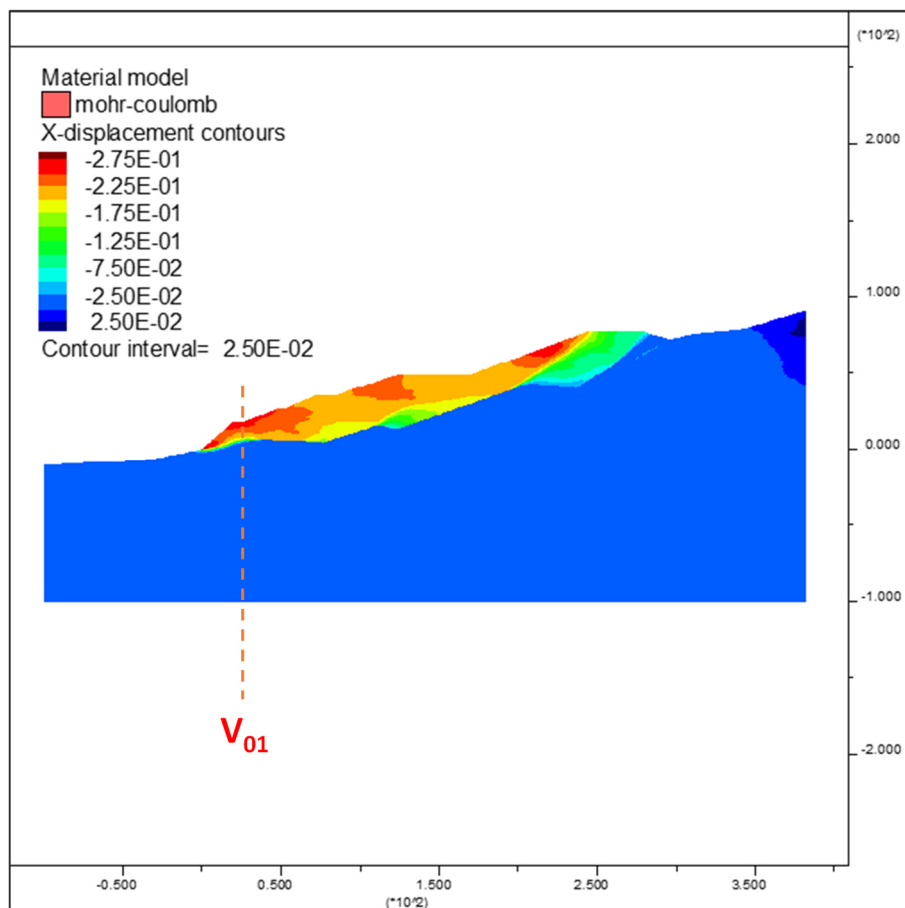


b)

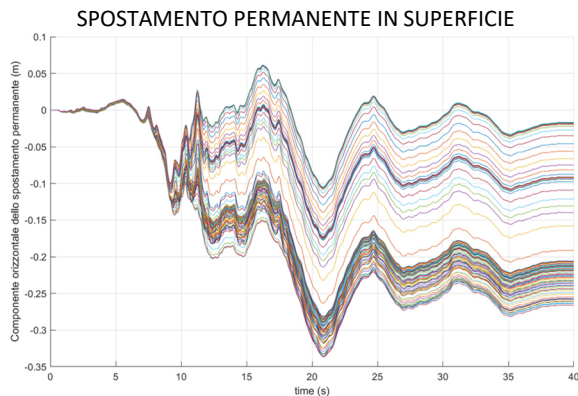


c)

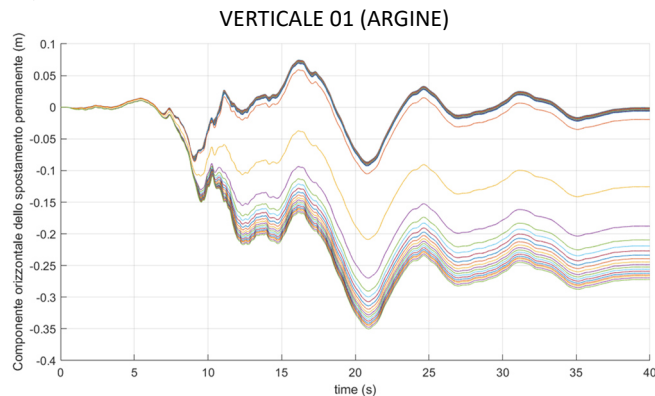
Figura 64 Accelerogramma 3 con polarità inversa: a) spostamento permanente al termine dell'analisi; b) storie temporali in spostamento orizzontale registrate in superficie in corrispondenza della scarica; c) storie temporali in spostamento orizzontale registrate lungo la verticale V01 in prossimità del massimo spostamento in superficie (spostamenti in m).



a)



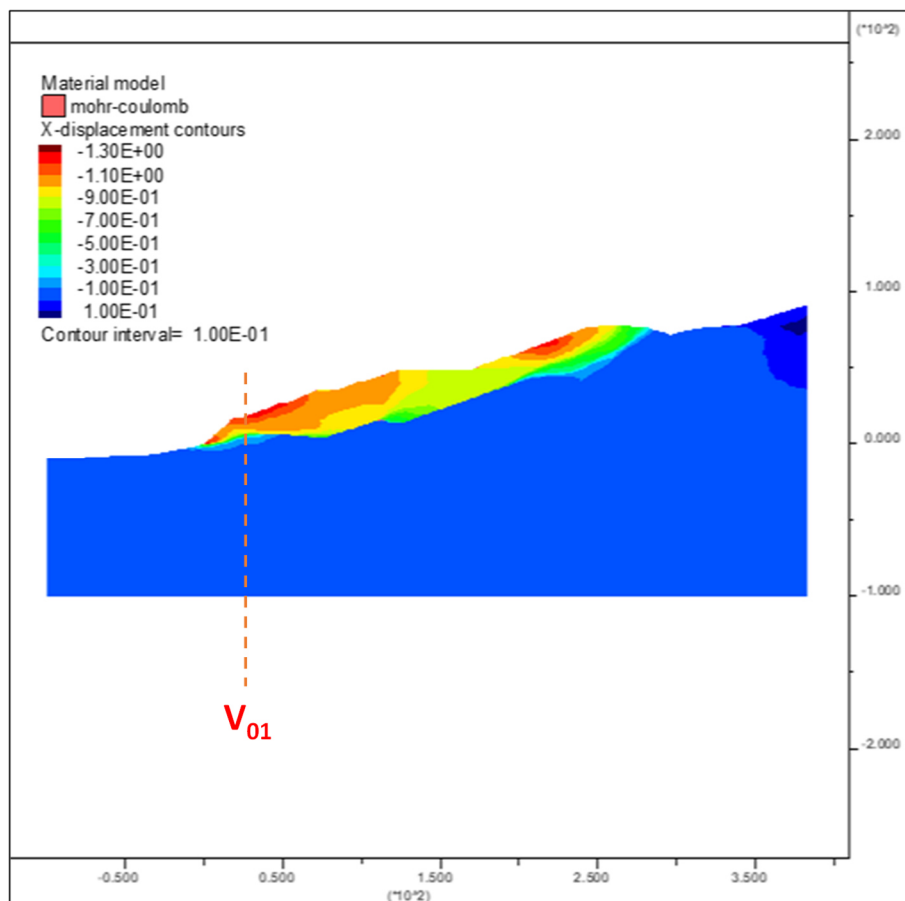
b)



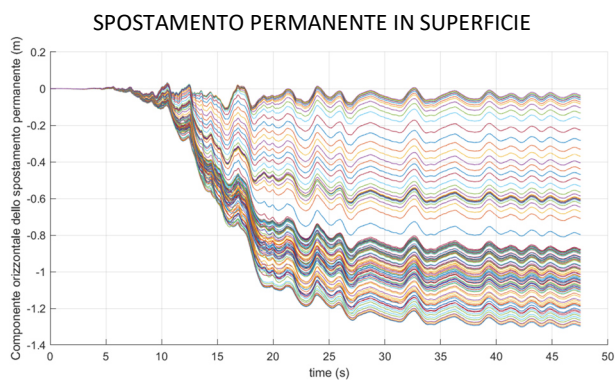
c)

Figura 65 Accelerogramma 4 con polarità inversa: a) spostamento permanente al termine dell'analisi; b) storie temporali in spostamento orizzontale registrate in superficie in corrispondenza della scarica; c) storie temporali in spostamento orizzontale registrate lungo la verticale V01 in prossimità del massimo spostamento in superficie (spostamenti in m).

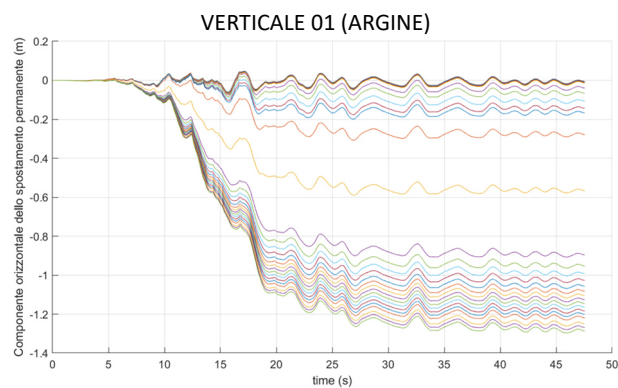




a)

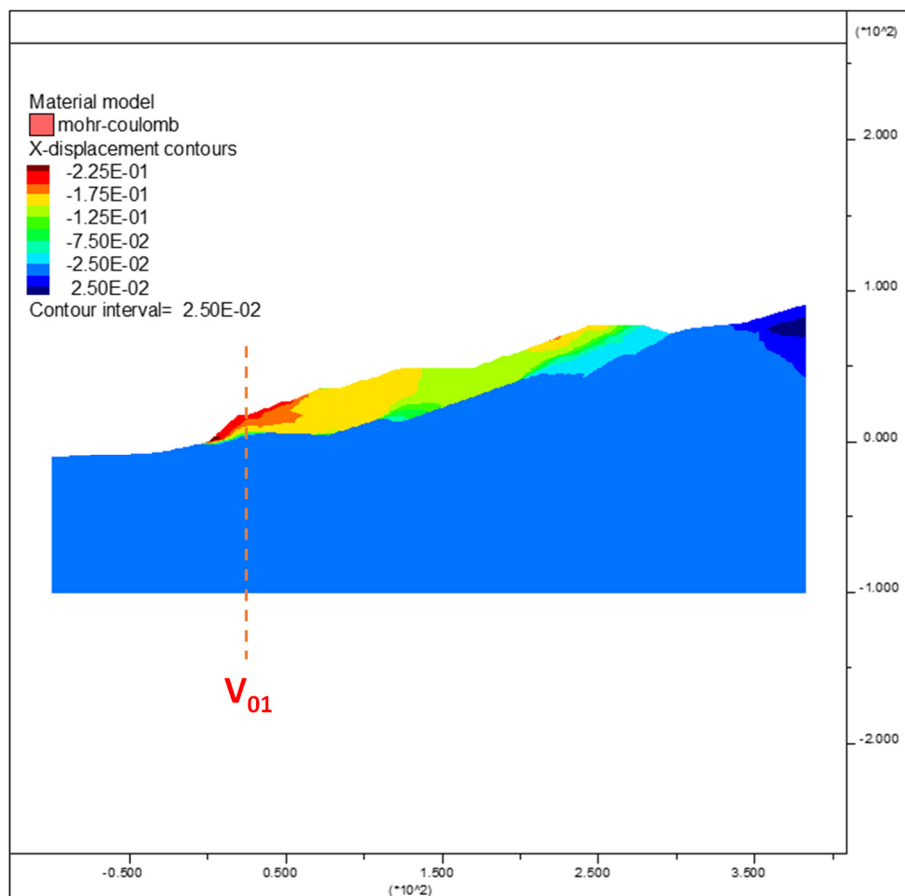


b)

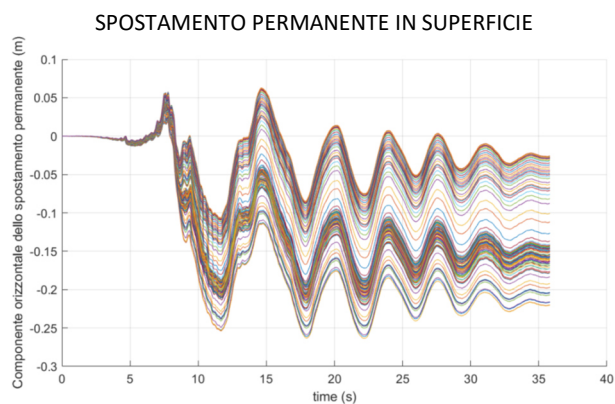


c)

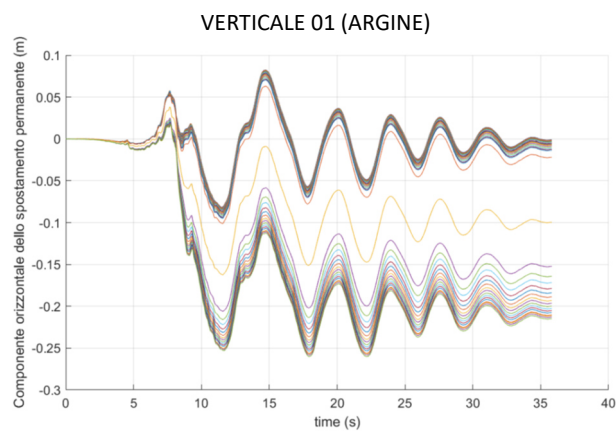
Figura 66 Accelerogramma 5 con polarità inversa: a) spostamento permanente al termine dell'analisi; b) storie temporali in spostamento orizzontale registrate in superficie in corrispondenza della scarica; c) storie temporali in spostamento orizzontale registrate lungo la verticale V01 in prossimità del massimo spostamento in superficie (spostamenti in m).



a)

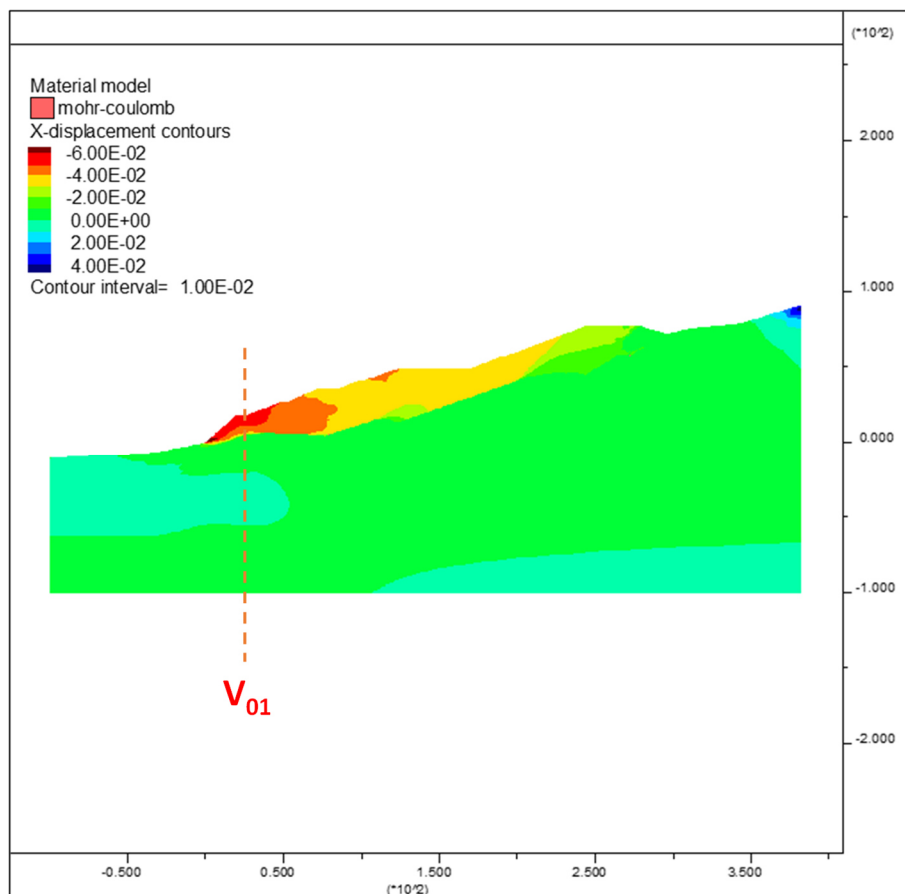


b)

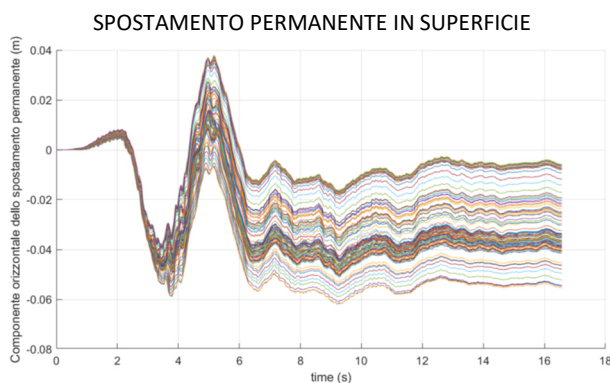


c)

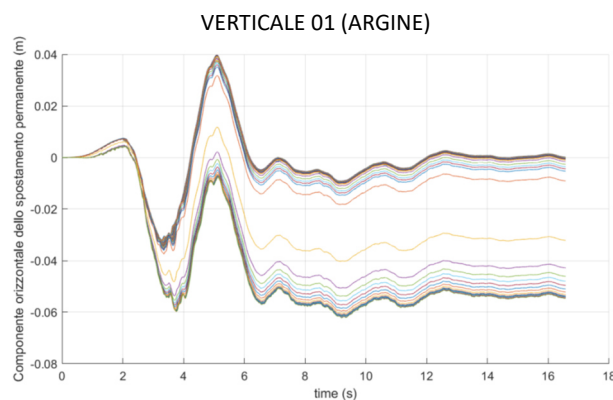
Figura 67 Accelerogramma 6 con polarità diretta: a) spostamento permanente al termine dell'analisi; b) storie temporali in spostamento orizzontale registrate in superficie in corrispondenza della scarica; c) storie temporali in spostamento orizzontale registrate lungo la verticale V01 in prossimità del massimo spostamento in superficie (spostamenti in m).



a)



b)



c)

Figura 68 Accelerogramma 7 con polarità inversa: a) spostamento permanente al termine dell'analisi; b) storie temporali in spostamento orizzontale registrate in superficie in corrispondenza della scarica; c) storie temporali in spostamento orizzontale registrate lungo la verticale V01 in prossimità del massimo spostamento in superficie (spostamenti in m).

### 8.3.3 Analisi delle sollecitazioni negli elementi strutturali in condizioni sismiche

In questo paragrafo sono sintetizzati i principali risultati ottenuti nelle analisi dinamiche non-lineari espressi in termini di incremento sismico delle sollecitazioni negli elementi strutturali. Essi saranno utilizzati per le verifiche degli elementi strutturali della scarica.

Gli incrementi sismici alle sollecitazioni statiche negli elementi strutturali per i diversi segnali accelerometrici considerati sono riportati nella Tabella 12.

Tabella 12: Incremento sismico delle sollecitazioni sugli elementi strutturali ottenuti mediante le analisi dinamiche non-lineari per i diversi segnali accelerometrici

	Palo di valle			Palo di monte			Muro di sostegno			Tirante
	$\Delta N_{dyn}$	$\Delta M_{dyn}$	$\Delta T_{dyn}$	$\Delta N_{dyn}$	$\Delta M_{dyn}$	$\Delta T_{dyn}$	$\Delta N_{dyn}$	$\Delta M_{dyn}$	$\Delta T_{dyn}$	$\Delta F_{dyn}$
	kN	kNm	kN	kN	kN	kNm	kN	0	kN	kN
TH1_INV	1096	44	5	680	11	8	396	253	26	71
TH2	27	148	21	793	3	3	524	248	22	72
TH3_INV	2737	389	67	1009	127	26	299	256	24	114
TH4_INV	1238	85	14	855	10	4	486	250	23	69
TH5_INV	2713	372	66	1116	130	29	615	240	20	109
TH6	1148	188	26	791	5	5	425	242	21	71
TH7_INV	1182	71	6	629	15	14	311	226	20	56

Gli incrementi sismici maggiori delle sollecitazioni sono invece riportati nella Tabella 13. Essi dovranno essere aggiunti alle sollecitazioni negli elementi strutturali ottenute dall'analisi statica. Ciò allo scopo di effettuare le verifiche richieste dalla normativa vigente (NTC 2018). I valori maggiori degli incrementi sismici sono localizzati all'incastro con la base dell'opera di sostegno (Figura 69).

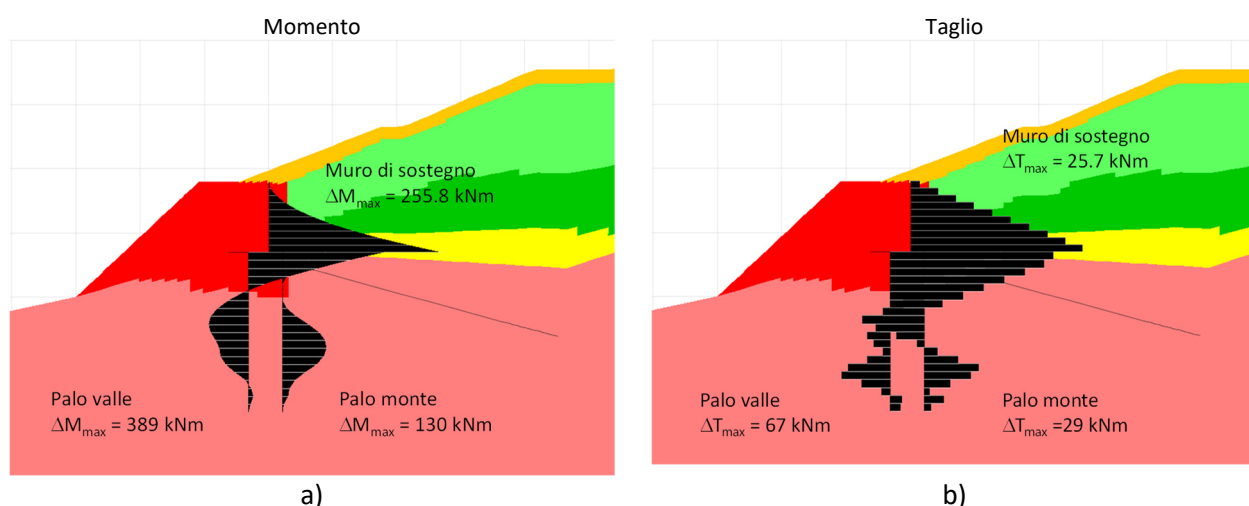


Figura 69 Sollecitazioni massime di momento flettente (M) e taglio (T) lungo i pali di valle e di monte e lungo il muro di sostegno.

Tabella 13: Incremento sismico delle sollecitazioni massime sugli elementi strutturali ottenuti mediante le analisi dinamiche non-lineari accoppiate

	$\Delta N_{dyn}$	$\Delta M_{dyn}$	$\Delta T_{dyn}$	$\Delta Axial Force$
	kN	kNm	kN	kN
Palo (lato valle)	2737	389	67	-
Palo (lato monte)	1116	130	29	-
Tirante	-	-	-	114
Muro di sostegno	614.5	255.8	25.71	-

### 8.3.4 Analisi degli spostamenti lungo l'interfaccia

Considerando che le condizioni più critiche per la stabilità della discarica si manifestano lungo il fondo della discarica in corrispondenza dell'interfaccia, questo paragrafo contiene una sintesi dei risultati più rilevanti per la valutazione degli spostamenti permanenti lungo l'interfaccia. Essi costituiranno la base per le verifiche di conformità che scaturiranno dal confronto tra questi spostamenti e lo spostamento ammissibile dei geosintetici presenti nel pacchetto di impermeabilizzazione.

La Tabella 14 riporta gli spostamenti permanenti massimi lungo l'interfaccia ottenuti dalle analisi numeriche bidimensionali. Sono stati considerati solo i risultati associati alla polarità del segnale più critica, e cioè quella che ha condotto agli spostamenti permanenti maggiori. In particolare, lo spostamento permanente lungo l'interfaccia ottenuto dall'analisi dinamica non-lineare con l'accelerogramma 5 con polarità inversa risulta essere notevolmente maggiore (95.2 cm) rispetto all'analisi effettuata con lo stesso accelerogramma 5 con polarità diretta (52.1 cm). Questa rilevante differenza tra i valori di spostamento permanente lungo l'interfaccia è stata riscontrata solo con questo accelerogramma già precedentemente denominato con l'appellativo di segnale "outlier".

Tabella 14: Spostamenti permanenti orizzontali relativi alla base del modello ottenuti con le analisi dinamiche nonlineari accoppiate bidimensionali

Polarità	inv	dir	inv	inv	inv	dir	inv
Accelerogramma	1	2	3	4	5	6	7
Spostamento permanente massimo lungo l'interfaccia (cm)	12.2	14.5	47.2	21.4	95.2	16.2	4.3

La media degli spostamenti permanenti massimi lungo l'interfaccia risulta essere pari a 30.2 cm. Si sottolinea che la valutazione della media degli spostamenti permanenti lungo l'interfaccia è stata effettuata considerando i risultati associati alla polarità del segnale più critica, e cioè quella che ha condotto agli spostamenti permanenti maggiori.

La Figura 70 mostra lo spostamento permanente massimo lungo l'interfaccia al termine delle analisi dinamiche per i diversi accelerogrammi utilizzati. Dalla figura si osserva come gli accelerogrammi 3 e 5 risultano essere quelli che conducono agli spostamenti permanenti maggiori lungo l'interfaccia. Per tutti gli accelerogrammi si osserva uno spostamento permanente massimo lungo l'interfaccia ridotto in corrispondenza del secondo dente situato nella parte di monte dell'impianto.

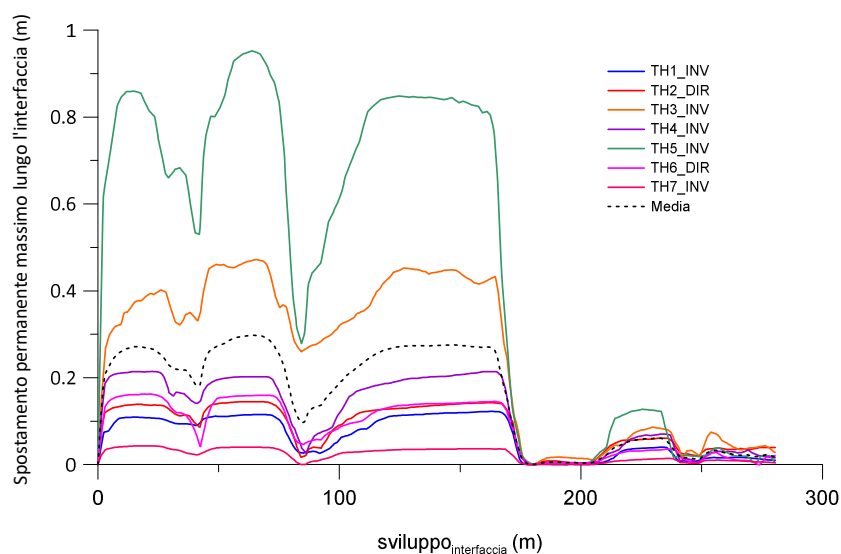


Figura 70 Spostamenti permanenti massimi lungo l'interfaccia al termine delle analisi dinamiche bidimensionali (spostamenti in m).

## 9 Considerazioni conclusive

Gli obiettivi dello studio unitamente ai risultati ottenuti dalle analisi dinamiche, consentono di effettuare le seguenti considerazioni:

- Ai fini delle verifiche, è stata considerata una sezione rappresentativa delle condizioni di massima altezza di rifiuto che poggia interamente sulla formazione geologica rappresentata dalle Argille a Palombini. Le analisi dinamiche non-lineari della discarica sono pertanto state condotte con riferimento ad un modello bidimensionale dell'impianto corrispondente alla sezione di massimo invaso.
- La campagna di indagini geotecniche integrative effettuata nei primi mesi del 2020 ha riguardato sia prove in sito che di laboratorio. Essa era finalizzata a migliorare la caratterizzazione geotecnica del corpo rifiuti, dell'argine di contenimento e delle argille di base integrando le indagini precedentemente effettuate. Sulla base dei risultati di queste indagini è stato definito il modello geotecnico-sismico e sismostratigrafico aggiornato della discarica. La campagna di indagini integrative ha permesso di migliorare in modo significativo la caratterizzazione geotecnica della discarica in modo particolare dei parametri di resistenza al taglio dei rifiuti e della formazione geologica di base.
- Seppur in assenza di falda freatica nelle argille di base, fatto confermato anche dalla relazione geologica, alcune celle piezometriche Casagrande (peraltro non più in funzione) hanno misurato una pressione interstiziale non nulla. Pertanto, nelle analisi di stabilità sismica della discarica è stato cautelativamente assunto un coefficiente  $r_u$  ("Constant pore pressure ratio") pari a 0.17 nelle limitate zone che sono risultate sature. Tali zone sono state individuate sulla base dei livelli freatici misurati nei piezometri a tubo aperto presenti per il monitoraggio e sulla base dei risultati delle prospezioni sismiche a rifrazione effettuate nel 2017; in particolare si è fatto riferimento al valore  $V_p$  misurato correlandolo a quello associato ad un mezzo poroso saturo.
- Le verifiche di stabilità sismica della discarica sono state condotte mediante analisi dinamiche non-lineari che consentono di valutare direttamente lo spostamento permanente stante le importanti limitazioni del metodo agli spostamenti semplificato, ampiamente evidenziate nel Capitolo 8, che valutano lo spostamento in modo disaccoppiato. Tali limitazioni sono legate alla peculiarità delle caratteristiche meccaniche dei rifiuti, materiali caratterizzati da una elevata deformabilità e tuttavia da una discreta resistenza. Peraltro, il corpo rifiuti poggia su un'argilla di base caratterizzata da una maggiore rigidità ma una minore resistenza. In una siffatta configurazione, si manifestano importanti amplificazioni del moto sismico all'interno del corpo rifiuti sia di tipo stratigrafico che topografico. Queste a loro volta producono elevate accelerazioni all'interno della discarica e una marcata variabilità spaziale del moto sismico nel corpo rifiuti. In queste condizioni lo scuotimento nel materiale non è uniforme e la superficie di scorrimento ottenibile con il metodo pseudo-statico, che assume una accelerazione uniforme, non è in grado di cogliere una superficie di scorrimento compatibile con l'input sismico reale. Inoltre, la discarica è caratterizzata dalla presenza di un argine di contenimento e di un'opera di rinforzo su pali. La risposta dinamica di questo sistema non è riconducibile al semplice schema del blocco rigido che scorre lungo una superficie di scorrimento predefinita. Per tale ragione si è reso necessario ricorrere alle analisi dinamiche avanzate, le sole che consentono di riprodurre in modo soddisfacente le complesse interazioni che si manifestano tra l'azione sismica e i diversi elementi della discarica attraverso la mobilitazione della loro resistenza e deformabilità. Il legame costitutivo assunto per i rifiuti è di tipo elasto-plastico non lineare isteretico con riduzione del modulo di taglio con il livello di deformazione e criterio di rottura di Mohr-Coulomb.
- La risposta dinamica del sistema è la conseguenza dell'interazione tra l'amplificazione legata al contrasto di rigidità tra il substrato argilloso e il corpo rifiuti della discarica, e la resistenza che è governata dalla presenza del telo e quindi di un'interfaccia caratterizzata da limitata resistenza allo scorrimento. La presenza del telo, con caratteristiche di resistenza peggiori sia all'argilla del substrato sia al corpo rifiuti, governa la risposta sismica della parte di valle della discarica. In questa zona, in cui si manifesta uno scorrimento relativo tra il corpo rifiuti e il substrato, il profilo di accelerazione

massima ottenuto dall'analisi 1D non si discosta sostanzialmente dal corrispondente profilo di accelerazione 2D. Il modello 2D, poiché utilizza un legame costitutivo elasto-plastico non lineare che tiene correttamente conto del raggiungimento della resistenza dell'elemento di volume, è in grado di cogliere la conseguente riduzione delle accelerazioni di picco. Nella zona di monte della discarica non si manifesta uno scorrimento relativo a livello del telo. In questo caso, il profilo delle accelerazioni 1D di picco si discosta sostanzialmente dal profilo 2D nel tratto più superficiale interessato dal corpo discarica. In questa situazione, il modello 1D non è in grado di cogliere le amplificazioni che si manifestano in conseguenza degli effetti bidimensionali della risposta sismica locale. Per contro, nel substrato di base, si ha una buona corrispondenza del profilo di accelerazione di picco tra le predizioni del modello 1D e quelle del modello 2D. Inoltre, come peraltro atteso, nelle argille di base si è registrata una modesta severità del moto sismico. Infine, il confronto dei diversi profili verticali dell'accelerazione di picco evidenzia la dipendenza della risposta sismica nel corpo della discarica dallo specifico segnale di ingresso utilizzato.

- Gli spostamenti permanenti che si ottengono al termine delle analisi coinvolgono poco le argille di base. Essi danno origine a meccanismi di instabilità localizzati in una zona nel corpo rifiuti in corrispondenza dell'interfaccia, a partire dall'argine di contenimento di valle, fino ad arrivare al secondo dente situato nella parte di monte dell'impianto, punto dal quale le deformazioni tendono a propagarsi nel corpo rifiuti fino a raggiungere la superficie in corrispondenza del colmo dell'abbancamento.
- Gli spostamenti permanenti sono influenzati in modo significativo dallo specifico segnale accelerometrico utilizzato nelle analisi e in qualche caso anche dalla sua polarità. Il segnale no. 5 è risultato essere quello più critico perché capace di indurre spostamenti significativamente maggiori rispetto a quelli prodotti dagli altri segnali. Per tale ragione esso è stato denominato con l'appellativo di "*outlier*" cioè di segnale i cui effetti si discostano sensibilmente dalla media degli effetti prodotti dagli altri accelerogrammi.
- Le condizioni più critiche per la stabilità della discarica si manifestano lungo il fondo della discarica in corrispondenza dell'interfaccia che appare a tutti gli effetti coincidere con la superficie di scorrimento dinamica. La media degli spostamenti permanenti massimi lungo l'interfaccia con riferimento ai risultati associati alla polarità del segnale più critica, e cioè quella che ha condotto agli spostamenti permanenti maggiori, risulta essere pari a 30.2 cm. Si ricorda a questo proposito che la normativa vigente (NTC 2018) stabilisce la liceità di assumere la media dei valori più sfavorevoli dei risultati di analisi dinamiche di un'opera di ingegneria come valore statistico di riferimento se il numero dei segnali accelerometrici utilizzati è almeno pari a 7.
- Oltre agli spostamenti permanenti nel corpo della discarica, sono stati anche valutati gli incrementi sismici delle sollecitazioni sugli elementi strutturali rispetto a valori derivanti dall'analisi statica. Ciò allo scopo di consentire al progettista l'esecuzione delle verifiche sismiche strutturali in accordo alla normativa vigente (NTC 2018).



## Appendice A – Caratterizzazione geotecnica della resistenza dei materiali, rapporto 2018

Questa Appendice riporta per completezza la caratterizzazione per la definizione dei parametri di resistenza condotta da Calvi e Lai (2018). La campagna di indagini integrative ha permesso di migliorare la conoscenza nella definizione sia dei parametri di resistenza sia di quelli di deformabilità della discarica, consentendo di fugare le incertezze sulla caratterizzazione dei parametri meccanici del rifiuto emerse durante la prima fase di analisi a seguito delle considerazioni contenute nella relazione di Di Prisco & Crosta (2012) nella quale emergevano valori modesti dei parametri di resistenza dei rifiuti e una sensibile dipendenza dell'angolo di resistenza al taglio dal livello di confinamento.

### **CORPO DISCARICA**

#### **Riepilogo dei dati disponibili e analisi della letteratura scientifica**

La prima fase di analisi (rapporto del Giugno 2017) è stata condotta considerando per le verifiche di stabilità due set di parametri di resistenza per i rifiuti: il primo, denominato SET1, coincidente con parametri di resistenza definiti dal progettista (si veda l'elaborato 6.2 R0\_E1620072 "Relazione geotecnica delle indagini, caratterizzazioni e modellazione del volume significativo di Terreno"). Occorre rimarcare che tali parametri sono basati sui risultati delle indagini condotte nel 2012.

Il secondo set di parametri, denominato SET2, è stato introdotto per tenere conto delle considerazioni contenute nella relazione di Di Prisco & Crosta (2012). Per quanto riguarda i parametri di resistenza al taglio il rapporto si basa sui risultati di n. 3 prove TX-CU di cui però non sono disponibili i certificati di prova, e in cui l'interpretazione delle prove per la definizione dei parametri di resistenza è basata sulle considerazioni qualitative di seguito riportate:

*"...omissis... Ciò che a rottura (rottura per altro molto duttile) si evidenzia in modo marcato è invece la dipendenza dell'angolo d'attrito dalla pressione di confinamento. Se si ipotizzasse un comportamento puramente attritivo del materiale, si sarebbe indotti a stimare per le tre pressioni di confinamento prese in considerazione dei valori di angolo d'attrito interno pari, rispettivamente, a 41°, 29° e 24°, via via decrescente al crescere della pressione di confinamento. Ipotizzando invece una coesione non nulla si otterrebbero i seguenti valori:  $c' = 45$  kPa e  $\phi' = 8^\circ$ .*

*Valori assolutamente particolari rispetto a quelli che comunemente caratterizzano il comportamento meccanico dei terreni naturali ma che non ci devono per nulla stupire data la natura dei grani che compongono il materiale in oggetto. Si intuisce facilmente che le scadenti caratteristiche attritive sono essenzialmente ed unicamente dovute alla inusuale deformabilità dei grani. ...omissis..."*

La relazione di Di Prisco & Crosta (2012) non riporta un involucro di resistenza derivante dai risultati delle prove TX-CU (in particolare è disponibile solo il percorso di sforzo per un'unica prova corrispondente a  $p'_o = 100$  kPa (si veda Figura 71); questo non ha reso possibile la verifica delle considerazioni proposte da Di Prisco & Crosta (2012). Tuttavia a Giugno 2017, si è ritenuto di utilizzare anche questo set di parametri di resistenza poiché dall'interpretazione delle prove TX-CU eseguite da Di Prisco & Crosta (2012) emergeva una dipendenza molto importante dell'angolo di resistenza al taglio con il livello di confinamento, aspetto noto in letteratura, anche se in modo meno marcato, come si vedrà di seguito.

I valori dell'angolo di resistenza al taglio considerati da Di Prisco & Crosta (2012) sono diagrammati al variare del livello di confinamento a cui sono state eseguite le prove (i.e.  $p'_o$  pari a 50, 100 e 150 kPa) in Figura 72. Nella stessa figura tali valori sono interpolati con una funzione potenza, per estenderli fino ai valori del livello di confinamento di interesse. La Figura 72 evidenzia una dipendenza molto forte dal livello di confinamento a cui sono state eseguite le prove e l'estrapolazione dei risultati per livelli di confinamento maggiori conduce a valori di resistenza molto bassi. La dipendenza dell'angolo di resistenza al taglio dal livello di confinamento e la bassa resistenza rilevata ai livelli elevati della tensione di confinamento sono analizzati nel seguito alla luce delle informazioni disponibili nella letteratura scientifica.

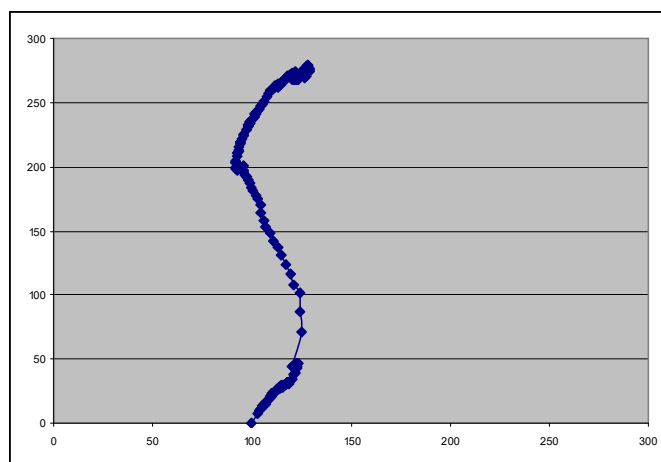


Figura 71 Curva q-p': percorso degli sforzi efficaci ( $p'_0=100$  kPa) (Da Di Prisco & Crosta, 2012)

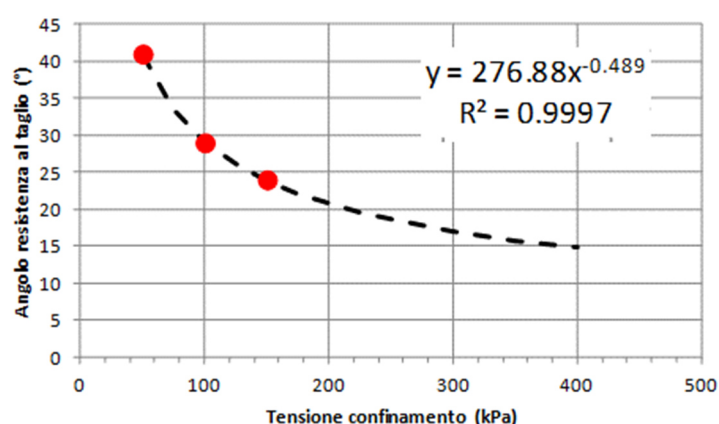


Figura 72 Valori dell'angolo di resistenza al taglio al variare del livello di confinamento  $p'_0$ , ottenuti da Di Prisco & Crosta (2012) e interpolati da una funzione di potenza.

La dipendenza del angolo di resistenza al taglio dal livello di confinamento dei rifiuti è noto in letteratura. Per esempio Bray et al. (2009) riportano i dati sperimentali mostrati in Figura 73. Di fatto la dipendenza dell'angolo di resistenza al taglio dal livello di confinamento si traduce in un involucro di resistenza curvilineo come mostrato in Figura 73a). I dati sperimentali riportati da Bray et al. (2009) in Figura 73b) sono confrontati in Figura 74 con i dati ottenuti da Di Prisco & Crosta (2012).

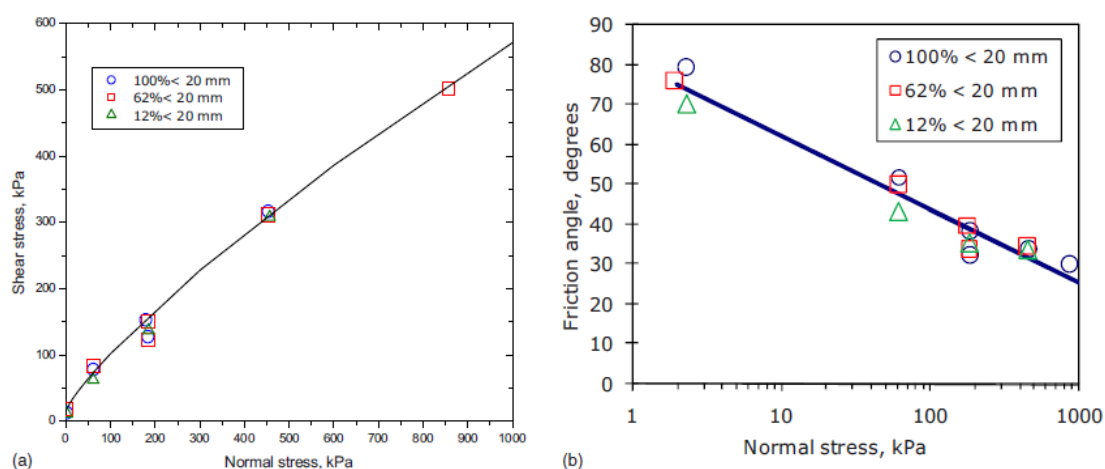


Figura 73 a) Involucro di resistenza curvilineo ottenuto da prove di taglio diretto su campioni di rifiuto con diversa composizione; b) Angolo di resistenza al taglio al variare del livello di confinamento, dati sperimentali a cui è associata una  $c'$  pari a 5 kPa. Dati da Bray et al. (2009).

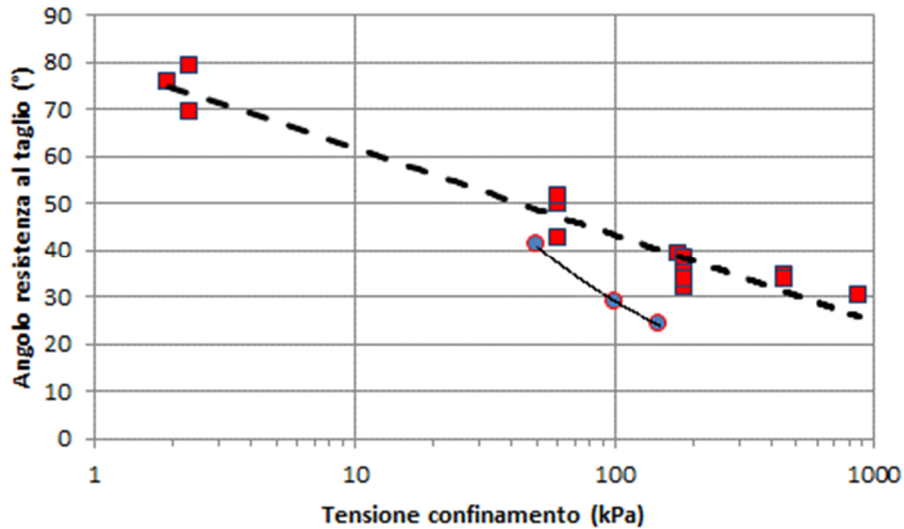


Figura 74 Angolo di resistenza al taglio al variare del livello di confinamento: Confronto tra i dati sperimentali riportati da Bray et al. (2009) e i valori ottenuti da Di Prisco & Crosta (2012) indicati da pallini circolari con il bordo rosso.

Dall'analisi della Figura 73 e della Figura 74 si possono fare le seguenti considerazioni:

- La dipendenza dell'angolo di resistenza al taglio dei rifiuti dal livello di confinamento esiste, ma è relativamente modesta;
- I valori di resistenza al taglio proposti da Di Prisco & Crosta (2012) mostrano una forte dipendenza dal livello di confinamento e conducono a valori di resistenza molto bassi a livelli di confinamento elevati. Entrambi questi aspetti non sono confermati da dati di letteratura riportati da Bray et al. (2009).
- I dati riportati da Bray et al. (2009) evidenziano una sostanziale indipendenza dei valori di resistenza al taglio dalla composizione del rifiuto.

Bray et al. (2009) sulla base di circa 100 prove di taglio diretto eseguite su rifiuti suggeriscono di utilizzare in condizioni statiche e per una condizione di scorrimento parallela all'orientamento preferenziale delle fibre, un involucro di resistenza *curvilineo* e cioè dipendente dal livello di confinamento definito come segue:

$$\tau = c + \sigma_n \cdot \tan(\phi_\sigma) \quad (7)$$

dove  $\tau$  è la resistenza al taglio in condizioni di taglio diretto,  $\sigma_n$  è la tensione totale normale,  $c$  è l'intercetta di coesione e  $\phi_\sigma$  è l'angolo di resistenza al taglio dipendente dal livello di confinamento ed è dato da:

$$\phi_\sigma = \phi_0 - \Delta\phi \cdot \log\left(\frac{\sigma_n}{p_a}\right) \quad (8)$$

dove  $\phi_0$  è l'angolo di resistenza al taglio misurato al livello di confinamento di 1 atm,  $\Delta\phi$  è il cambio di angolo di attrito valutato su un ciclo di variazione del logaritmo della tensione normale e  $p_a$  la pressione atmosferica. I valori suggeriti da Bray et al. (2009) per tale involucro di resistenza sono:  $c=15$  kPa,  $\phi_0=36^\circ$ , and  $\Delta\phi=5^\circ$ .

I parametri di resistenza proposti da Di Prisco & Crosta (2002) sono affetti da diverse incertezze:

- Per le prove TX-CU non sono disponibili né i certificati di prova (di conseguentemente non sono disponibili i percorsi di sforzo delle prove) né l'involuppo di resistenza, per cui non è stato possibile

verificare la dipendenza dell'angolo di resistenza al taglio dal livello di confinamento proposta dagli autori.

- I livelli di confinamento considerati (i.e.  $p'_o=50, 100, 150$  kPa) sono inferiori al livello di confinamento massimo che si manifesta nella scarica in condizioni di massimo invaso che sono dell'ordine dei 350÷400 kPa. Per questo motivo è stato necessario estrapolare i parametri di resistenza proposti a livelli di confinamento più elevati di quelli di prova. Inoltre, l'uso del valore di  $p'_o$  per la stima del livello di confinamento rappresenta un ulteriore elemento di conservativismo.
- Il confronto con i dati di letteratura evidenzia che i parametri di resistenza proposti sono significativamente conservativi e costituiscono un limite inferiore sia rispetto ai parametri usati per il progetto sia rispetto ai dati disponibili in letteratura. A questo si aggiunge il fatto che nei casi in cui in letteratura è stata considerata la dipendenza dell'angolo di resistenza dal livello di confinamento, non è stato considerato un materiale puramente attritivo, ma è stato considerato anche un certo livello di coesione (si veda Bray et al., 2009).

Alla luce delle considerazioni precedenti e sulla base delle richieste contenute nel documento n. 145 del CTS sono state eseguite nel periodo 2017-2018 ulteriori prove di resistenza al taglio su campioni prelevati nel rifiuto. I risultati di queste prove e la corrispondente caratterizzazione sono illustrati di seguito.

### **Stima dei parametri di resistenza al taglio del corpo rifiuti**

Questo paragrafo illustra i risultati delle prove condotte su campioni prelevati nei rifiuti dal laboratorio SINERGEA e dal laboratorio dell'Università Federico II di Napoli nel periodo nel Ottobre 2017 Marzo 2018. Sulla base dei risultati di tali prove, congiuntamente all'analisi dei risultati ottenuti nelle campagne di indagini del 2012 e del 2016 sono stati definiti i parametri caratteristici per la valutazione della stabilità della scarica. Di seguito è riportata una panoramica di tutte le prove eseguiti sui rifiuti della scarica.

#### **Campagna d'indagine 2012 - laboratorio ALTAIR:**

- N° 4 Prove di taglio diretto su campione indisturbato
- N° 4 Prove di taglio diretto su campione ricostituito
- N° 1 Prova TX-CIU

La Tabella 15 riassume i parametri di resistenza al taglio in accordo al criterio di Mohr-Coulomb ricavati dalle prove di taglio diretto condotte dal laboratorio ALTAIR nel 2012. Tali parametri sono stati ottenuti interpretando in modo indipendente i risultati contenuti nei certificati di prova. La Figura 75 mostra i corrispondenti inviluppi di resistenza nel piano  $t-s'$ . I campioni sottoposti a prova sono in parte indisturbati e in parte ricostituiti. I risultati delle prove condotte dal laboratorio ALTAIR sono affette da una certa variabilità, in parte intrinseca al tipo di materiale, ma a cui contribuisce anche la scarsa qualità di esecuzione delle prove e la diversa tipologia di campione sottoposto a prova (i.e. indisturbato e ricostituito). La Figura 76 mostra un esempio di risultati di una prova di taglio diretto eseguita da ALTAIR sul campione ricostituito denominato "Vol 9" che evidenzia la scarsa affidabilità della prova in esame.

Tabella 15 Parametri di resistenza al taglio secondo il criterio di Mohr-Coulomb ricavati dalle prove di taglio diretto condotte dal laboratorio ALTAIR nel 2012.

<b>campione</b>	<b><math>c'</math> (kPa)</b>	<b><math>\phi'</math> (°)</b>	<b>note</b>
2012 vol 12 Ricost.	11.7	35.3	
2012 vol 9 Ricost.	6.5	35.2	2 prove
2012 vol 5 Ricost.	0.0	26.9	$c'<0$ interpretato con $c'=0$
2012 vol 2 Ricost.	0.0	32.2	$c'<0$ interpretato con $c'=0$
2012 BH1_4.5m indist.	32.59	19.09	
2012 BH1_8m indist.	11.67	35.15	
2012 BH2_5m indist.			$c'<0$ prova non interpretabile con $c'=0$
2012 BH3_3m indist.	0	33.8	$c'<0$ prova interpretata con $c'=0$

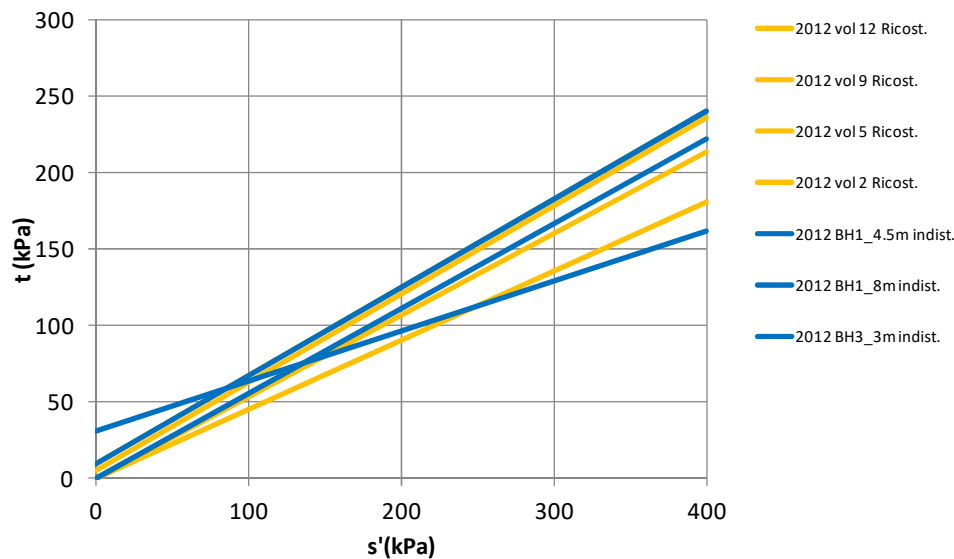


Figura 75 Involuppi di resistenza al taglio secondo il criterio di Mohr-Coulomb nel piano  $t-s'$  ricavati dalle prove di taglio diretto eseguite dal laboratorio ALTAIR nel 2012

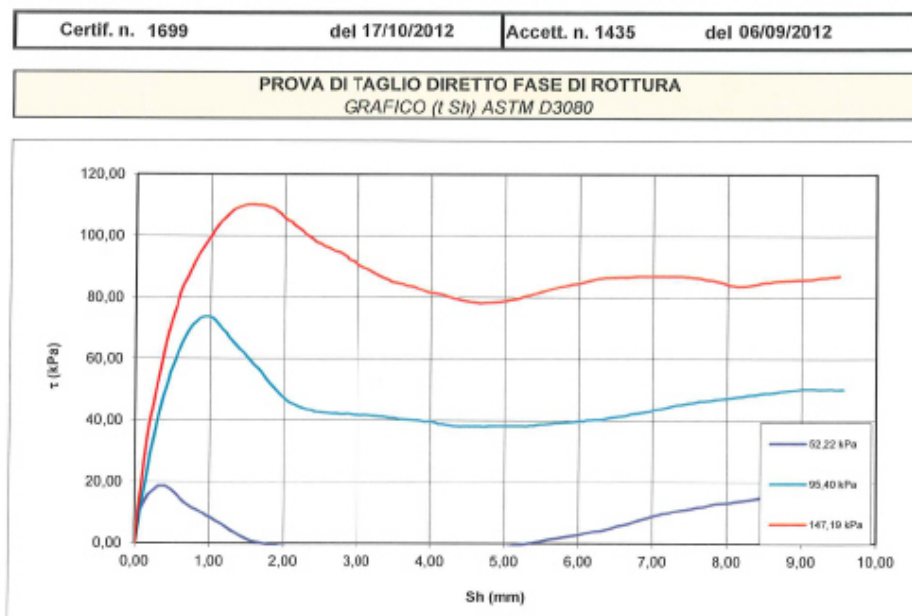


Figura 76 Esempio di risultati di una prova di taglio diretto eseguita da ALTAIR sul campione ricostituito denominato "Vol 9".

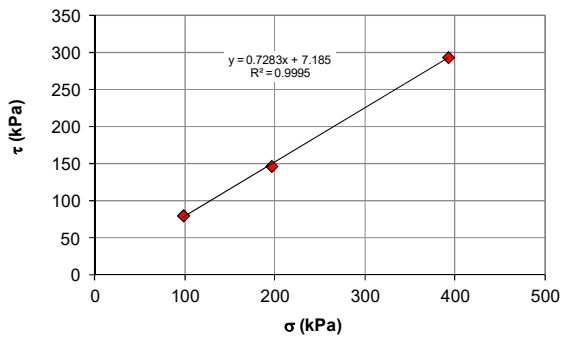
#### Campagna d'indagine 2016 - laboratorio SINERGIA:

- N° 4 Prove di taglio diretto

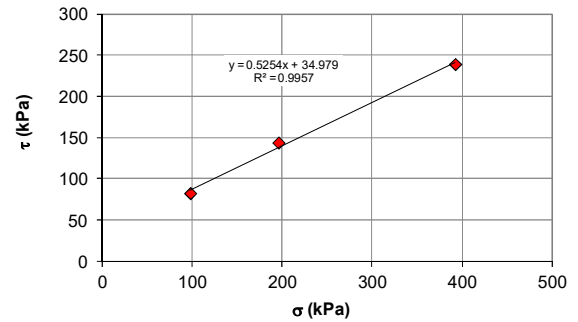
La Tabella 16 riassume i parametri di resistenza al taglio in accordo al criterio di Mohr-Coulomb ricavati dalle prove di taglio diretto eseguite dal laboratorio SINERGIA nel 2016. Tali parametri sono stati ottenuti interpretando in modo indipendente i risultati contenuti nei certificati di prova. La Figura 77 mostra i risultati delle prove di taglio diretto, mentre la Figura 78 mostra i corrispondenti involuppi di resistenza nel piano  $t-s'$ . L'analisi dei risultati evidenzia che sia i parametri di resistenza di picco che quelli residui sono ben adattati da un involucro lineare e dunque non si riscontra una sostanziale dipendenza dal livello di confinamento. I risultati pur mostrando una certa variabilità non presentano problemi di interpretazione.

Tabella 16 Parametri di resistenza al taglio secondo il criterio di Mohr-Coulomb ricavati dalle prove di taglio diretto eseguite dal laboratorio SINERGEA nel 2016.

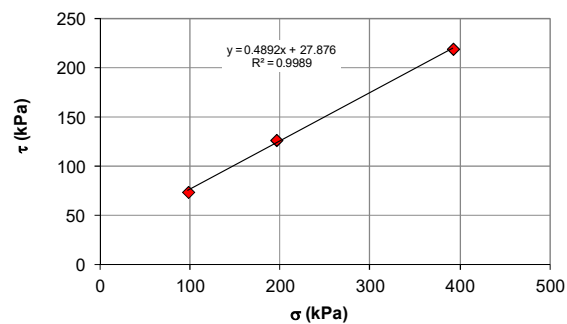
campione	c' (kPa)	$\phi'$ (°)	note
C2016_1 Prof 9m	7.2	36.1	
C2016_2 Prof 9m	35.0	27.7	
C2016_3 Prof 8m	27.9	26.1	
C2016_5 Prof 10m	4.5	41.3	



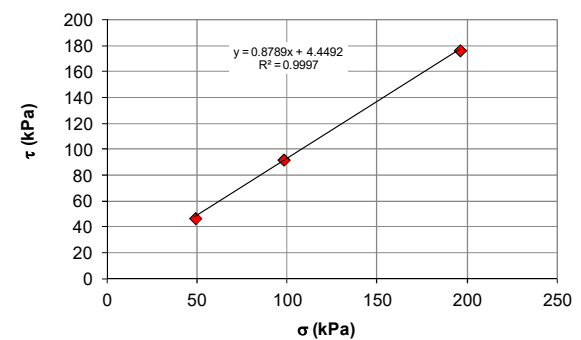
a)



b)



c)



d)

Figura 77 Risultati prove di taglio diretto eseguite dal laboratorio SINERGEA nel 2016: a) Campione C2016\_1, Prof 9-10m; b) Campione C2016\_2 Prof 9-10m; c) Campione C2016\_3 Prof 8-9m; d) Campione C2016\_5 Prof 10-11m.

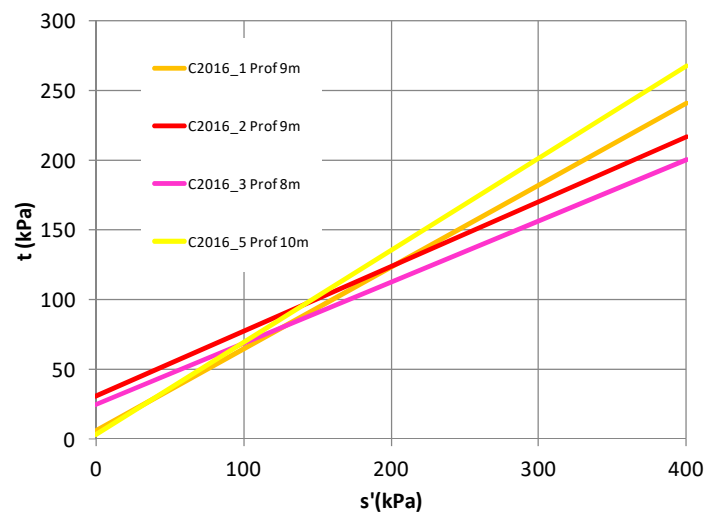


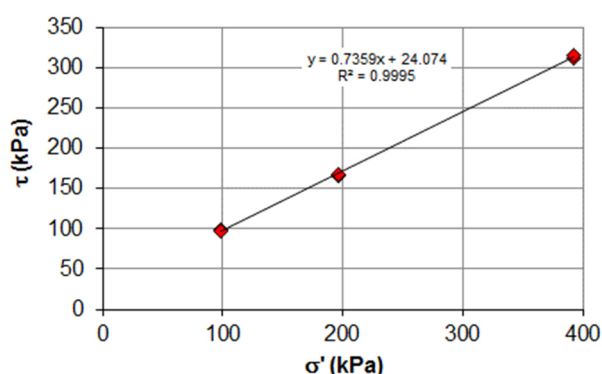
Figura 78 Involuppi di resistenza al taglio secondo il criterio di Mohr-Coulomb nel piano t-s' ricavati dalle prove di taglio diretto condotte dal laboratorio ALTAIR nel 2012

#### Campagna d'indagine 2017 - laboratorio SINERGEA:

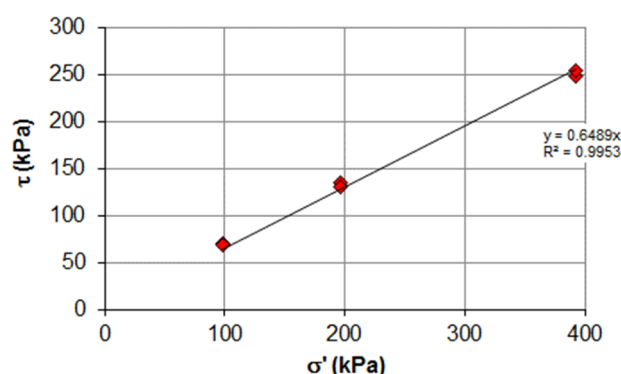
- Campione estratto a 4.5÷5m di profondità:
  - N° 1 Granulometria combinata per vagliatura e sedimentazione;
  - N° 1 Determinazione del Limite Liquido e del Limite Plastico;
  - N° 1 Peso specifico dei grani;
  - N° 1 Prova di taglio diretto CD con determinazione dei parametri di picco e residui eseguita su 3 provini ricostituiti;
  - N° 1 Prova di taglio torsionale ciclico.
- Campione estratto a 7.5÷8m di profondità:
  - N° 1 Granulometria combinata per vagliatura e sedimentazione;
  - N° 1 Determinazione del Limite Liquido e del Limite Plastico;
  - N° 1 Peso specifico dei grani;
  - N° 1 Prova di taglio diretto CD con determinazione dei parametri di picco e residui eseguita su 3 provini ricostituiti;
  - N° 1 Prova di taglio torsionale ciclico.

Durante la campagna del 2017 il laboratorio SINERGEA ha effettuato 2 ulteriori prove di taglio diretto, su due campioni estratti a profondità diversa, con determinazione sia dei parametri di picco sia di quelli residui. I risultati delle prove di taglio diretto sui due campioni hanno dato valori perfettamente compatibili, sia in termini di parametri di picco che di quelli residui. La Figura 88 mostra nel piano di Mohr ( $\tau$ - $\sigma'$ ) i risultati delle due prove diagrammati congiuntamente. L'analisi dei risultati evidenzia che sia i parametri di resistenza di picco che quelli residui sono ben adattati da un involucro lineare e dunque non si riscontra una sostanziale dipendenza dal livello di confinamento. La

Tabella 17 riassume i parametri di resistenza al taglio in accordo al criterio di Mohr-Coulomb ricavati dalle prove di taglio diretto eseguite dal laboratorio SINERGEA nel 2017. Tali parametri sono stati ottenuti interpretando in modo indipendente i risultati contenuti nei certificati di prova. L'involuppo di resistenza di picco è caratterizzato da un angolo di resistenza al taglio di  $36.4^\circ$  e un valore di coesione di 24.1 kPa. I valori residui sono stati ottenuti per interpolazione lineare imponendo l'intercetta pari a zero (tale regressione risulta soddisfacente in quanto si ottiene un coefficiente di correlazione  $R^2$  prossimo all'unità); l'angolo di resistenza al taglio residuo è risultato pari a  $33^\circ$ . Le curve granulometriche hanno evidenziato che per entrambi i campioni, il passante al setaccio 20mm è del 100%.



a) valori di picco



b) valori residui

Figura 79 Risultati delle 2 prove di taglio diretto eseguite dal laboratorio SINERGEA nel 2017: a) valori di picco; b) valori residui.



Tabella 17 Parametri di resistenza al taglio secondo il criterio di Mohr-Coulomb ricavati dalle prove di taglio diretto condotte dal laboratorio SINERGEA nel 2017.

Condizioni	campione	c' (kPa)	$\phi'$ (°)	note
picco	2017 Prof 4.5m	26.2	36.0	
picco	2017 Prof 7.5m	22.0	36.7	
picco	2017 dati di entrambe le prove	24.1	36.4	
residuo	2017 Prof 4.5m	0	32.8	
residuo	2017 Prof 7.5m	0	33.1	
residuo	2017 dati di entrambe le prove	0	33.0	

In analogia a quanto svolto da Di Prisco e Crosta (2012) i risultati delle prove di taglio diretto eseguite dal laboratorio SINERGEA nel 2017 sono state analizzate considerando un modello puramente attritivo, e cioè valutando dal rapporto  $\tau/\sigma' = \tan \phi'$  il valore dell'angolo di resistenza al taglio ( $\phi'$ ). I valori di picco e residui ottenuti sono riportati in Figura 80 insieme ai valori proposti da Di Prisco e Crosta (2012). Dall'analisi dei dati in Figura 80 si nota che sia i parametri di picco che quelli residui ottenuti dalle prove di taglio sono maggiori di quelli proposti da Di Prisco e Crosta (2012). L'angolo di resistenza al taglio ottenuto dai parametri residui non mostra una particolare dipendenza dal livello di confinamento, questa dipendenza è un po' più marcata per i valori dell'angolo di resistenza al taglio di picco. In ogni caso questa dipendenza si smorza al crescere del livello di confinamento. Queste considerazioni confermano la limitata dipendenza dal livello di confinamento dell'angolo di resistenza al taglio già evidenziata in Figura 79 da cui si vedeva che i dati sperimentali, sia di picco che residui, sono ben idealizzati da un involucro di rottura lineare rispetto al quale il coefficiente di correlazione è prossimo all'unità. Inoltre l'analisi di questi dati conferma che l'estrapolazione dei risultati ottenuti da Di Prisco e Crosta (2012) a livelli di confinamento più elevato conduce a stime dell'angolo di resistenza al taglio estremamente cautelative e non rappresentative dei parametri di resistenza al taglio del materiale esaminato.

In generale l'interpretazione delle prove di laboratorio per la determinazione della resistenza al taglio può essere fuorviante se svolta utilizzando un modello puramente attritivo senza considerare l'involuppo di resistenza, il quale solo può dare evidenza della dipendenza dal livello di confinamento attraverso la natura curvilinea dell'involuppo.

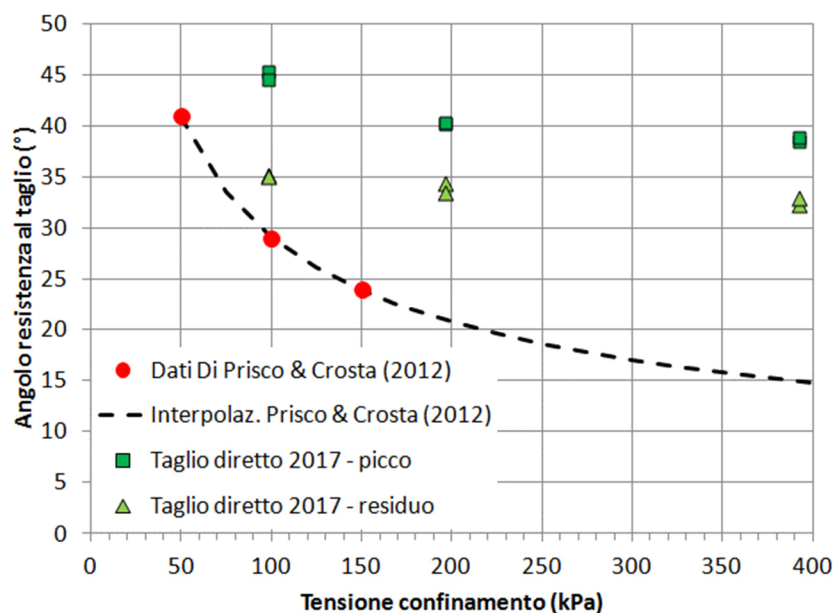


Figura 80 Valori dell'angolo di resistenza al taglio al variare del livello di confinamento  $\sigma'$  ottenuti da Di Prisco & Crosta (2012) e interpolati da una funzione di potenza confrontati con i dati di picco e residui ottenuti dalle prove di taglio diretto condotte dal laboratorio SINERGEA.

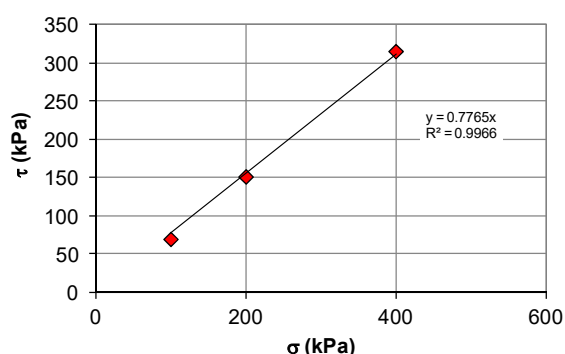
#### Campagna d'indagine 2017-2018 - laboratorio Università Federico II di Napoli:

- N° 2 Prove triassiali CIU in cella di grande diametro
- N° 2 Prove triassiali CIU in cella ordinaria
- N° 2 Prove di taglio diretto di cui una con determinazione del valore residuo
- N° 2 Prove in colonna risonante e torsione ciclica.

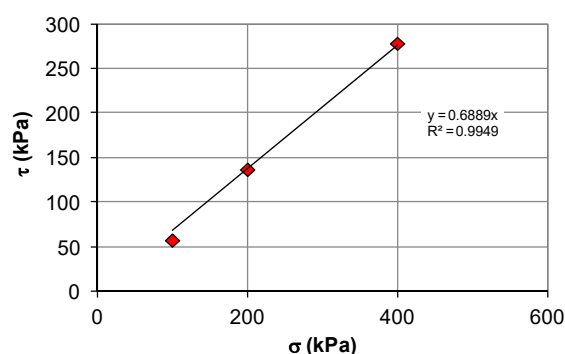
I risultati delle prove condotte dal laboratorio dell'Università Federico II di Napoli saranno oggetto di una relazione dedicata a cui si rimanda per maggiori dettagli. Di seguito vengono analizzati i risultati delle prove di taglio diretto utilizzando lo stesso approccio adottato nelle indagini di anni precedenti. Nel laboratorio dell'Università Federico II di Napoli sono state eseguite due prove di taglio diretto su campioni ricostituiti con diverso indice dei vuoti, ottenendo in un caso un campione più denso e in un altro caso un campione più sciolto. La Figura 81 mostra nel piano di Mohr ( $\tau$ - $\sigma'$ ) i risultati delle due prove di taglio diretto interpretate considerando una retta di regressione lineare con intercetta nulla. La Tabella 18 riassume i parametri di resistenza al taglio ricavati in accordo al criterio di Mohr-Coulomb. La curva granulometrica dei campioni ha evidenziato che il passante al setaccio 20mm è del 100%.

Tabella 18 Parametri di resistenza al taglio secondo il criterio di Mohr-Coulomb ricavati dalle prove di taglio diretto eseguite dal laboratorio dell'Università Federico II di Napoli nel 2018.

campione	c' (kPa)	$\phi'$ (°)	note
UniNa denso	0.0	37.8	$c' < 0$ interpretato con $c' = 0$
UniNa sciolto	0.0	34.6	$c' < 0$ interpretato con $c' = 0$



a)



b)

Figura 81 Risultati delle 2 prove di taglio diretto condotte dal laboratorio dell'Università Federico II di Napoli nel 2018: a) campione denso; b) campione sciolto.

I risultati delle prove di taglio eseguite sui rifiuti mostrano una certa variabilità dei parametri di resistenza, come evidenziato in precedenza per il caso delle prove condotte nel 2012 dal laboratorio ALTAIR. Parte di questa variabilità è legata all'esecuzione delle prove attribuibile a problemi di campionamento, di preparazione del provino o alle modalità di prova. Tuttavia la variabilità della resistenza al taglio rilevata dall'analisi delle prove di taglio diretto è attribuibile alle caratteristiche intrinseche dei rifiuti. Per tale ragione nella definizione dei *parametri caratteristici* dei rifiuti da utilizzare nelle analisi di stabilità è necessario tenere conto di questa variabilità dei parametri di resistenza. Per fare questo si è proceduto considerando un set di dati robusto, escludendo i risultati delle prove di taglio eseguite nel 2012. La Figura 82 mostra i risultati delle prove di taglio diretto condotte nel 2016 e 2017 dal laboratorio SINERGA e nel 2018 dal laboratorio dell'Università Federico II di Napoli. La retta di regressione lineare dei dati è caratterizzata da una intercetta pari a 16.2 kPa e un angolo di resistenza al taglio di 34°; il coefficiente di correlazione  $R^2$  è pari a 0.93. Per la retta di regressione sono state valutate le incertezze sui due parametri di regressione, l'incertezza

sull'intercetta è pari a 9.8 kPa mentre l'incertezza sull'inclinazione è pari a 2.25°. Nella Figura 82 sono sovrapposte ai dati sperimentali la retta di regressione lineare corrispondente ai valori medi (linea tratteggiata nera), la retta corrispondente ai valori medi meno una volta lo scarto quadratico medio (linea tratteggiata verde) e la retta corrispondente ai valori medi meno due volte lo scarto quadratico medio (linea tratteggiata rossa). La Tabella 19 riepiloga i parametri di resistenza  $c'$  e  $\phi'$  associati ai diversi modelli di regressione.

Tabella 19 Parametri di resistenza al taglio derivanti dalla regressione e dalla valutazione dell'incertezza associata ai dati delle prove di taglio diretto condotte nel 2016 e 2017 dal laboratorio SINERGEA e nel 2018 dal laboratorio dell'Università Federico II di Napoli.

	Coesione efficace $c'$ [kPa]	Angolo di resistenza al taglio $\phi'$ [°]
Parametri medi (i.e. da regressione lineare)	16.2	34.0
Parametri medi – 1 deviazione standard	6.4	31.8
Parametri medi – 2 deviazione standard	0	29.6

La retta corrispondente ai valori medi meno due volte lo scarto quadratico medio è praticamente coincidente con il limite inferiore dei valori di resistenza sperimentali e può essere considerata una stima ragionata e cautelativa della resistenza al taglio dei rifiuti. Per tale motivo, per le analisi statiche e pseudo-statiche, si assumono come valori caratteristici per i rifiuti recenti i parametri di resistenza al taglio associati alla retta corrispondente ai *valori medi meno due volte lo scarto quadratico medio*, valori riassunti in Tabella 20.

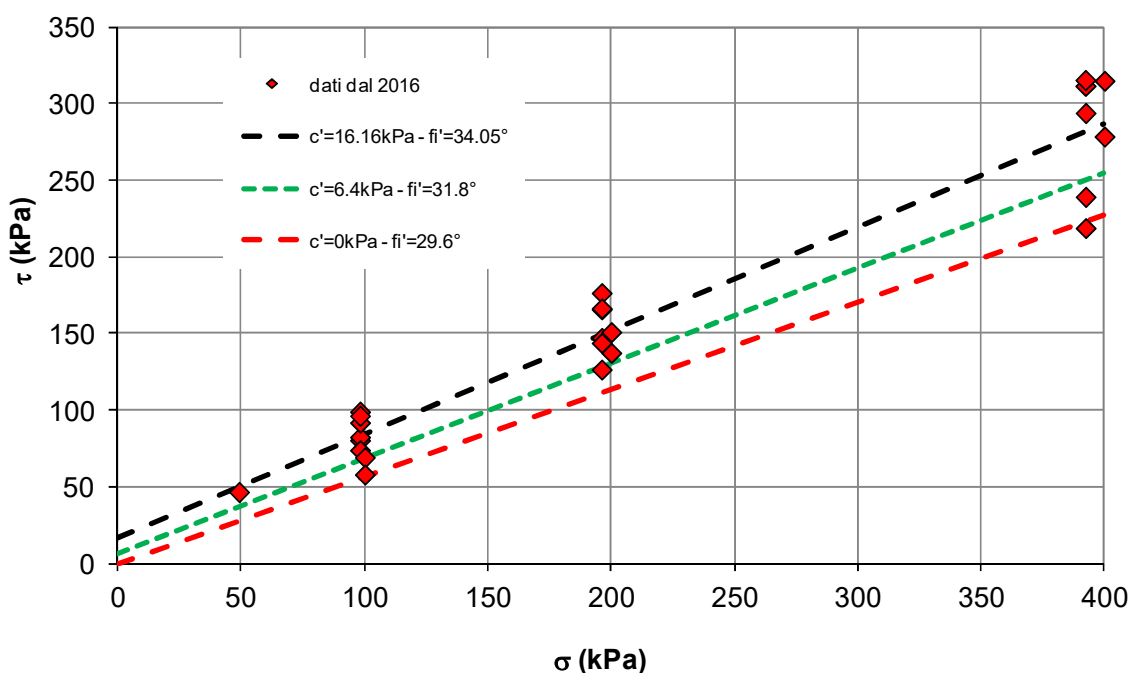


Figura 82 Risultati delle prove di taglio diretto condotte nel 2016 e 2017 dal laboratorio SINERGEA e nel 2018 dal laboratorio dell'Università Federico II di Napoli: linea tratteggiata nera, valori medi da regressione lineare; linea tratteggiata verde, valori medi meno una volta lo scarto quadratico medio; linea tratteggiata rossa, valori medi -2 deviazione standard.

**Tabella 20:** Parametri geotecnici caratteristici per i rifiuti recenti o da conferire per analisi statiche e pseudo-statiche.

Materiale	Tipologia	Peso di volume $\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	Coesione efficace $c'$ [kPa]	Angolo di resistenza al taglio $\phi'$ [°]
5	Rifiuti recenti o da conferire	14.1	0	29.6

I risultati delle prove di taglio diretto riportati in Figura 82 non mostrano una forte non linearità, a conferma di questo in Figura 83 ai dati sperimentali si è sovrapposto l'involuppo di rottura curvilineo proposto da Bray et al. (2009) definito nel paragrafo 0 e caratterizzato dai seguenti parametri suggeriti dagli autori:  $c=15$  kPa,  $\phi_o=36^\circ$ , and  $\Delta\phi=5^\circ$ . La Figura 83 mostra che l'involuppo curvilineo proposto da Bray et al. (2009) non si discosta molto dalla retta di regressione lineare a conferma della ridotta dipendenza dell'angolo di resistenza al taglio dal livello di confinamento. Inoltre, dal buon accordo tra l'involuppo di resistenza proposto da Bray et al. (2009), basato su numerose prove di taglio diretto, e la retta di regressione dei dati sperimentali oggetto di studio si ha una conferma della affidabilità dei risultati ottenuti.

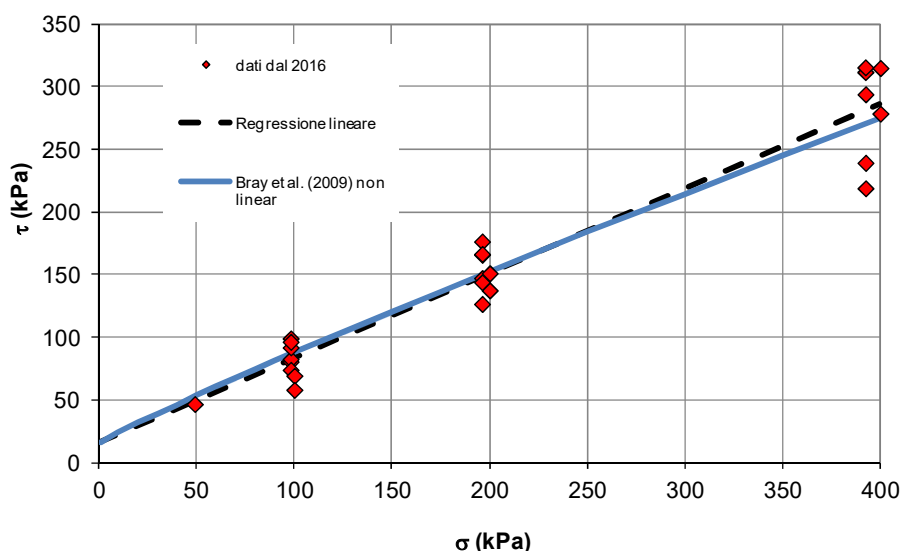


Figura 83 Risultati delle prove di taglio diretto condotte nel 2016 e 2017 dal laboratorio SINERGEA e nel 2018 dal laboratorio dell'Università Federico II di Napoli: linea tratteggiata nera, valori medi da regressione lineare; I valori suggeriti da Bray et al. (2009) per tale involucro di resistenza sono:  $c=15$  kPa,  $\phi_o=36^\circ$ , and  $\Delta\phi=5^\circ$ .

### **Considerazioni sulla resistenza al taglio in condizioni dinamiche**

In conseguenza della velocità di applicazione del carico è noto in generale che la resistenza al taglio dinamica è maggiore rispetto a quella statica, questo almeno per i geomateriali. Prove condotte in laboratorio da Bray et al. (2009) e osservazioni del comportamento di discariche in vera grandezza (Augello et al. 1988) evidenziano che anche per i rifiuti la resistenza al taglio dinamica è maggiore rispetto a quella statica. La resistenza dinamica dei rifiuti è stata calcolata con analisi a ritroso in diversi casi da cui si è riscontrato che in condizioni dinamiche la resistenza è almeno pari alla resistenza statica suggerita da Kavazanjian et al. (1995) (i.e.  $c' = 24$  kPa e  $\phi' = 0^\circ$  per  $\sigma_n < 30$  kPa, e  $c' = 0$  kPa  $\phi' = 33^\circ$  per  $\sigma_n > 30$  kPa). Augello et al. (1998a) raccomandano che un intervallo ragionevole di angoli di resistenza al taglio in condizioni dinamiche è compreso tra  $33^\circ$  e  $38^\circ$ . Zekkos et al. (2007) e Bray et al. (2009), in caso di rifiuti non saturi in cui il potenziale decadimento di resistenza conseguente alla generazione di pressione interstiziale non si manifesta, suggeriscono di valutare la resistenza al taglio dinamica pari a 1.2 volte quella statica. Inoltre, prove eseguite da Zekkos et al. (2007) evidenziano che le raccomandazioni suggerite da Kavazanjian et al. (1995) rappresentano una stima conservativa della resistenza statica.

### **FORMAZIONI ARGILLOSE DI BASE**

I depositi argillosi alla base della discarica (i.e. Argille a Palombini e di Lugagnano) sono materiali consistenti (si veda Figura 84), e nel caso delle Argille a Palombini anche *sovraconsolidati*. Nella campagna di indagine del 2017 il laboratorio SINERGEA ha condotto una prova di consolidazione edometrica su un campione prelevato a circa 8 m di profondità da cui è stato ricavato un valore di OCR pari a circa 2.9. Anche sulle Argille di Lugagnano è stata eseguita una prova edometrica da cui è stato ricavato un valore di OCR pari a circa 1.44, in questo caso il campione è stato prelevato a profondità maggiori, la tensione di preconsolidazione è comunque elevata (i.e. circa 560 kPa).

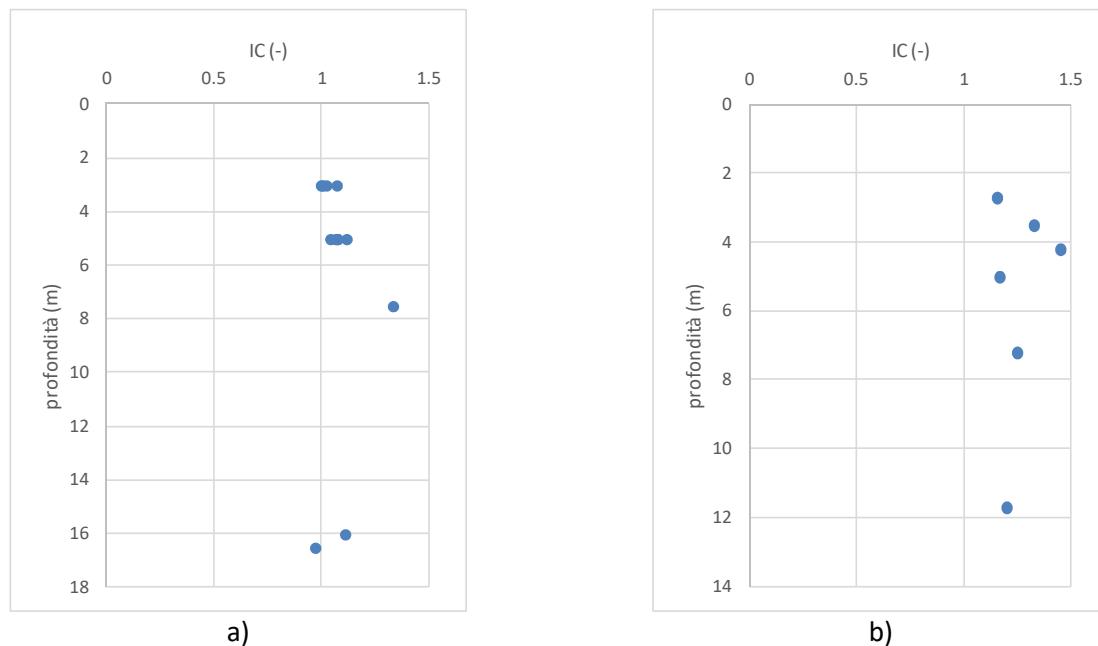


Figura 84 Indice di consistenza al variare della profondità: a) Argille a Palombini; b) Argille di Lugagnano.

Le argille consistenti e/o sovraconsolidate sono in genere caratterizzate da un comportamento sperimentale di tipo *fragile* in cui il picco della tensione tangenziale media sulla superficie di rottura è seguito da un'immediata e sostanziale riduzione della resistenza. La Figura 85a) mostra una tipica curva sforzi-deformazioni in prove di taglio diretto (Da Calabresi, 2004). Tali materiali sono in genere interessati dalla presenza di caratteristiche macrostrutturali che possono influenzarne significativamente il comportamento meccanico.

Idealizzando complessi fenomeni di deformazione, Calabresi (1980) ipotizza che la caduta di resistenza successiva al picco corrisponda alla rottura dei legami interparticellari sulla superficie di rottura con conseguente perdita della coesione. Analizzando le condizioni di post-picco (i.e. gli stati tensionali che seguono immediatamente la caduta di resistenza), si rileva che esse rappresentano con buona approssimazione le condizioni di iniziale scorrimento lungo superfici di discontinuità preesistenti quali i giunti di deposizione (si veda la Figura 85b).

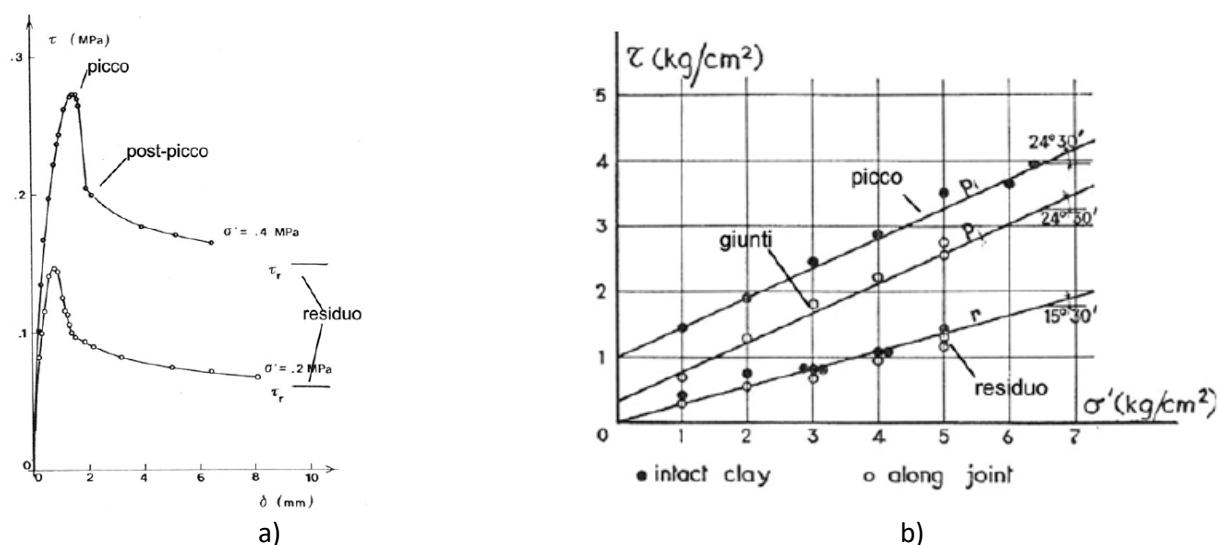


Figura 85 a) Argilla di Todì: relazioni sforzo tangenziale – spostamento relativo in prove di taglio diretto, prima e dopo la rottura (Calabresi 1980); b) Resistenza al taglio lungo i giunti in rapporto alla resistenza di picco e a quella residua del materiale non fessurato nell'Argilla di S. Barbara (Calabresi e Manfredini, 1973). Da Calabresi (2004).

Le argille consistenti sono caratterizzate da una rottura fragile, la caduta di resistenza conseguente è associata a uno stato di deformazione fortemente disomogeneo, caratterizzato dalla progressiva localizzazione delle deformazioni in una zona (o banda) di piccolo spessore, o dalla formazione e propagazione di vere e proprie superfici di discontinuità.

Nelle prove triassiali la rottura avviene per concentrazione (o localizzazione) delle deformazioni in una regione limitata del campione sollecitato, con la formazione di una banda di scorrimento o di una vera e propria superficie di rottura. Nelle condizioni di post-picco si verifica uno scorrimento relativo tra le porzioni del campione separate dalla superficie di rottura (Calabresi, 2004).

Le condizioni di localizzazione possono essere individuate analizzando alcuni indicatori basati su misure locali, possibili tramite l'impiego di trasduttori di spostamento locali e di trasduttori di pressione interstiziale miniaturizzati applicati localmente, eseguite sul campione (e.g. indici di omogeneità della deformazione, derivati dalle misure interne di spostamento, e differenza fra le pressioni interstiziali misurata alla base e a metà altezza del provino). La Figura 86 mostra, nella curva sforzi-deformazioni, l'individuazione delle condizioni di localizzazione in una prova triassiale consolidata non drenata eseguita sull'Argilla di Todi (Calabresi, 2004).

Interpretando le prove triassiali descrivendo il comportamento post-picco in termini di tensione tangenziale sul piano di rottura e di scorrimento relativo tra le due parti intatte, si è osservato che la resistenza sulla superficie di rottura decresce rapidamente ad un valore all'incirca costante per uno scorrimento relativo di pochi millimetri, definendo la resistenza di post-picco (Calabresi, 2004). Calabresi (1980) ha rilevato che anche per l'Argilla di Londra ad Ashford Common è stato osservato che la resistenza al taglio di campioni contenenti fessure pre-esistenti è prossima all'involuppo di post-picco.

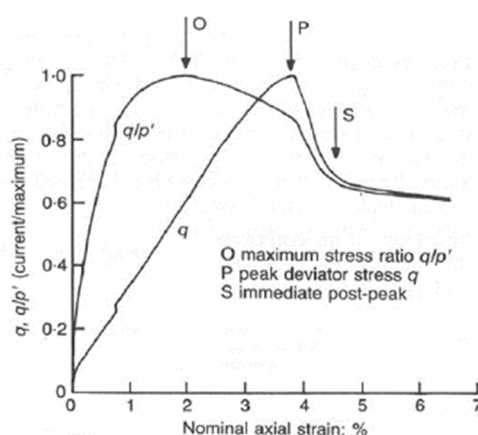


Figura 86 Relazione sforzi-deformazioni in una prova TX-CU (O massimo valore del rapporto  $q/p'$ ; P massimo valore dello sforzo deviatorico  $q$ ; S immediato post-picco) (Da Calabresi, 2004).

La ricerca sperimentale eseguita negli ultimi anni ha mostrato che l'involuppo di resistenza di post-picco è prossimo all'involuppo di resistenza dei corrispondenti campioni ricostituiti e normalmente consolidati (Burland et al., 1996). Per tale motivo la resistenza di post picco può essere ottenuta in maniera relativamente agevole da prove su terreno ricostituito (Calabresi, 2004).

La resistenza di post-picco può essere convenientemente utilizzata per l'analisi di frane di primo scorrimento. Skempton (1970) ha mostrato che la resistenza operativa dedotta da analisi a ritroso di frane di primo scorrimento nell'Argilla di Londra è prossima a quella di post-picco (Calabresi, 2004).

Il comportamento a rottura dei terreni argillosi consistenti e/o sovraconsolidati è governato dalle condizioni drenate per la presenza di discontinuità e la rapidità dei processi di consolidazione (Viggiani, 1999). Inoltre, Burland (1990) ha osservato sperimentalmente che la resistenza non drenata operativa di un deposito argilloso fessurato è prossima alla resistenza di post-picco, questo in conseguenza di una combinazione della presenza di fessure e della rottura progressiva legata al comportamento fragile del materiale (Calabresi, 2004).

Per la definizione dei parametri di resistenza sono state analizzate tutte le prove disponibili eseguite sulle argille di base. I risultati di tali analisi sono riportati nel paragrafo 0 per le Argille di Lugagnano e nel paragrafo 0 per le Argille a Palombini.

### **Argille di Lugagnano**

Sulle Argille di Lugagnano sono state eseguite le seguenti prove di laboratorio:

- Campagna di indagine 1997 – laboratorio SGILab: N°2 prove di taglio diretto eseguite su campioni estratti da un cubo di terreno. Le prove comprendono la determinazione dei parametri di picco e residui e sono state eseguite considerando due intervalli di tensione di confinamento (i.e.  $1 \div 3 \text{ kg/cm}^2$  e  $4 \div 6 \text{ kg/cm}^2$ ).
- Campagna di indagine 2017 – laboratorio SINERGEA: N°1 prova triassiale di tipo consolidato-non drenato (TX-CIU); N°1 prova di taglio diretto con la sola determinazione della resistenza residua.

Nella campagna di indagine 1997 sono state eseguite anche delle prove triassiali di tipo non consolidato e non drenato (UU), queste ultime non sono state considerate per l'impossibilità di determinare i parametri di resistenza al taglio in condizioni drenate.

La Figura 87 mostra il tipico andamento delle curve sforzi deformazioni misurate nelle prove di taglio eseguite sui campioni estratti dai cubi durante la campagna del 1997. In relazione alla evidente riduzione di resistenza che si manifesta nelle condizioni di post-picco, gli inviluppi di resistenza sono stati determinati sia considerando i valori di picco, sia considerando i valori di resistenza a fine prova in cui si osserva un valore asintotico. Poiché le prove sono state eseguite considerando due intervalli del livello di confinamento (i.e.  $1 \div 3 \text{ kg/cm}^2$  e  $4 \div 6 \text{ kg/cm}^2$ ), gli inviluppi di resistenza sono stati determinati sia considerando disgiuntamente i due intervalli di confinamento, sia in modo congiunto considerando l'intero intervallo di confinamento disponibile (i.e.  $1 \div 6 \text{ kg/cm}^2$ ).

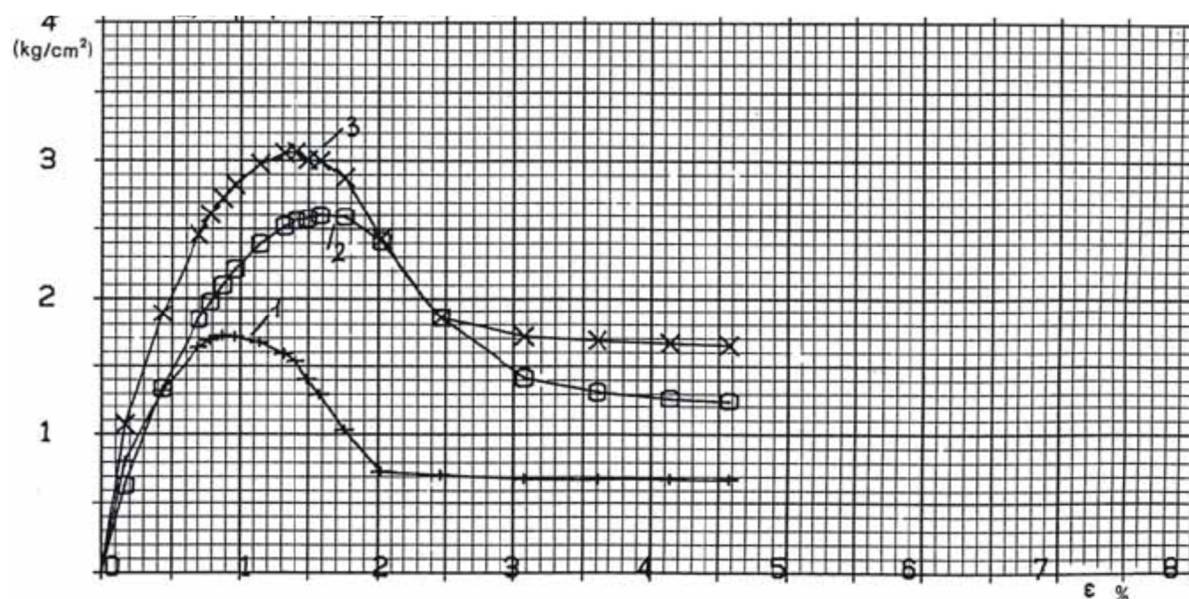


Figura 87 Curve sforzi-deformazione misurate nelle prove di taglio diretto eseguite sul campione estratto da CUBO1 con livello di confinamento compreso tra 1 e 3  $\text{kg/cm}^2$  (SGILab, 1997).

Gli inviluppi di resistenza ottenuti analizzando le prove di taglio diretto eseguite sul "Cubo 1" per diversi intervalli di confinamento sono riportate in Figura 88 considerando i parametri di picco e in Figura 89 considerando i parametri di fine prova. La Tabella 21 riassume i parametri di resistenza dell'inviluppo di Mohr-Coulomb ottenuti analizzando le prove di taglio diretto eseguite sui campioni estratti dal "Cubo 1".



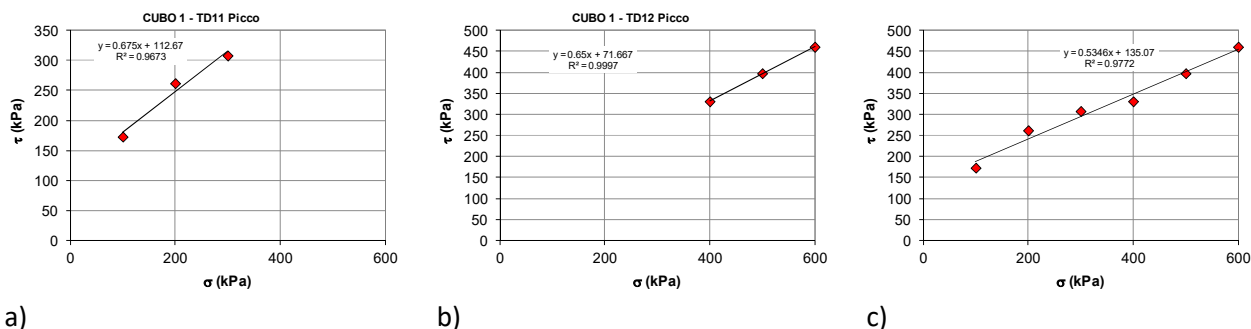


Figura 88 Involuppi di resistenza nel piano  $\tau$ - $\sigma$  derivanti dalle prova di taglio diretto eseguite da SGILab (1997) sulle Argille di Lugagnano – **Valori di picco**: a) Cubo 1 TD11 intervallo di confinamento  $1 \div 3 \text{ kg/cm}^2$ ; b) Cubo 1 TD12 intervallo di confinamento  $4 \div 6 \text{ kg/cm}^2$ ; c) Cubo 1 TD11 + Cubo 1 TD12 intervallo di confinamento  $1 \div 6 \text{ kg/cm}^2$ .

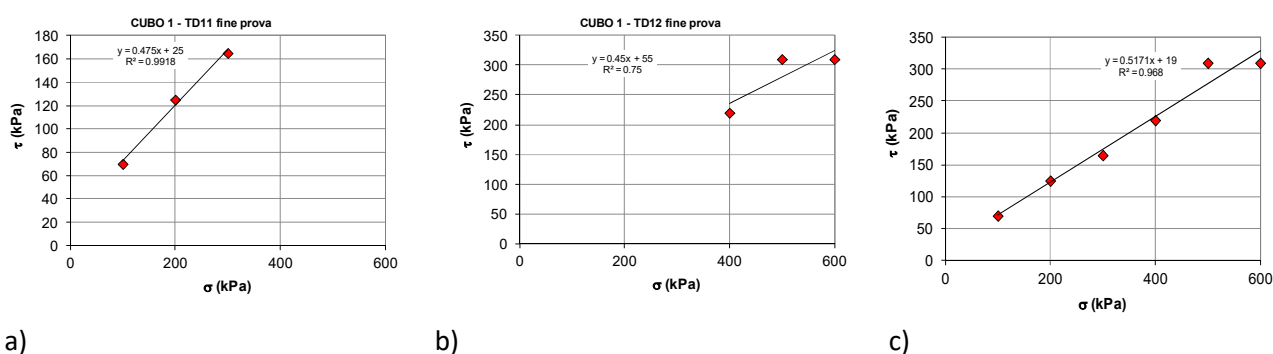


Figura 89 Involuppi di resistenza nel piano  $\tau$ - $\sigma$  derivanti dalle prova di taglio diretto eseguite da SGILab (1997) sulle Argille di Lugagnano – **Valori di fine prova**: a) Cubo 1 TD11 intervallo di confinamento  $1 \div 3 \text{ kg/cm}^2$ ; b) Cubo 1 TD12 intervallo di confinamento  $4 \div 6 \text{ kg/cm}^2$ ; c) Cubo 1 TD11 + Cubo 1 TD12 intervallo di confinamento  $1 \div 6 \text{ kg/cm}^2$ .

Sia durante la campagna di indagine del 1997, sia durante la campagna di indagine del 2017 sono state eseguite delle prove di taglio diretto con determinazione dell'angolo di resistenza residuo. I risultati delle prove mostrano valori compresi tra  $18$  e  $25^\circ$  (si veda Tabella 21).

Tabella 21: Parametri di resistenza valutati dalle prove di taglio diretto eseguite sui campioni di Argilla di Lugagnano

Prova	Anno	Nome	Tipo parametri	$c'$ (kPa)	$\phi'$ ( $^\circ$ )	Note
TD	1997	Cubo1 TD11	Picco	112.7	34.0	
TD	1997	Cubo1 TD12	Picco	71.7	33.0	
TD	1997	Cubo1 TD11+TD12	Picco	135.1	28.1	
TD	1997	Cubo1 TD11	Fine prova	25.0	25.4	
TD	1997	Cubo1 TD12	Fine prova	55.0	24.2	
TD	1997	Cubo1 TD11+TD12	Fine prova	19.0	27.4	
TD	1997	Cubo1 TD11+TD12*	Fine prova	25.1	25.5	Eliminando una prova
TD	1997	Cubo1 TD13	Residuo	0.0	24.9	
TD	1997	Cubo1 TD14	Residuo	0.0	23.2	
TD	1997	Cubo1 TD13+TD14	Residuo	0.0	23.4	
TD	2017	CH3-17	Residuo	0.0	18.1	

Durante la campagna di indagine 2017 è stata eseguita una prova triassiale di tipo consolidato-non drenato (TX-CIU) su un campione appartenente alla formazione delle Argille di Lugagnano. La prova è stata eseguita considerando 3 livelli di confinamento (i.e. 100, 200 e 300 kPa). La Figura 90 mostra le curve sforzi deformazioni misurate durante la prova sia in termini di  $q/p' - \epsilon_a$  che in termini di  $t - \epsilon_a$ . La Figura 91 mostra i percorsi di sforzo in termini di tensioni efficaci misurate durante la prova TX-CIU. Tali percorsi al crescere del



carico curvano verso destra il che denota un valore di  $\Delta u$  negativo. Dai risultati della prova TX-CIU si osserva che il parametro A di Skempton oltre un certo livello di carico diventa negativo (in modo più evidente per i livelli di confinamento più bassi) con generazione di  $\Delta u$  negative. Il parametro A di Skempton diventa negativo in conseguenza della *dilatanza*. Il materiale si trova in uno stato lontano dallo stato critico. Sia pure sotto l'effetto della compressione, esso tende a dilatare tuttavia poiché in condizioni non drenate ciò non può avvenire, nascono le  $\Delta u$  negative.

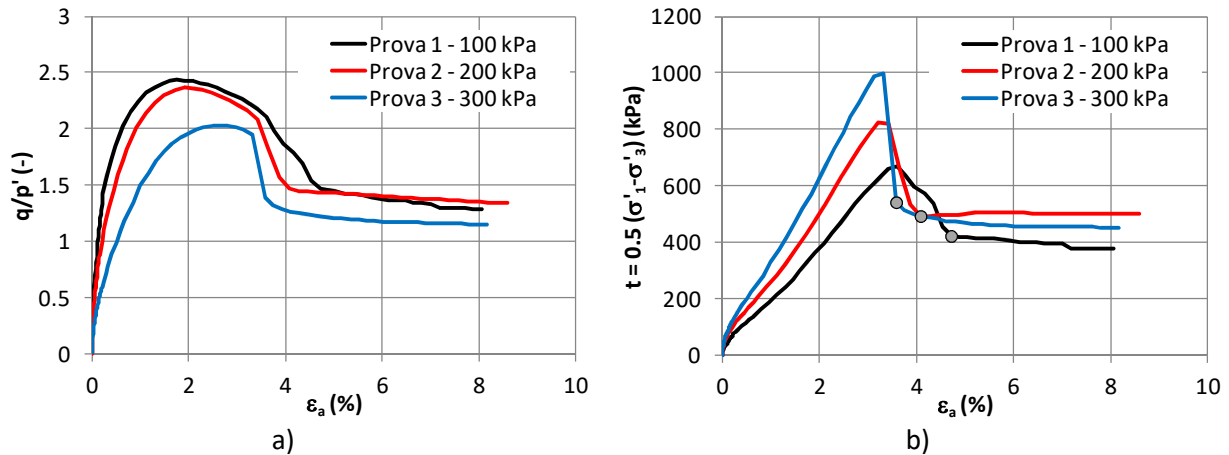


Figura 90 Curve sforzi-deformazioni ottenuti dalla prova TX-CIU su un campione di Argilla di Lugagnano (Lab. SINERGEA, 2017): a)  $q/p' - \epsilon_a$ ; b)  $t - \epsilon_a$ .

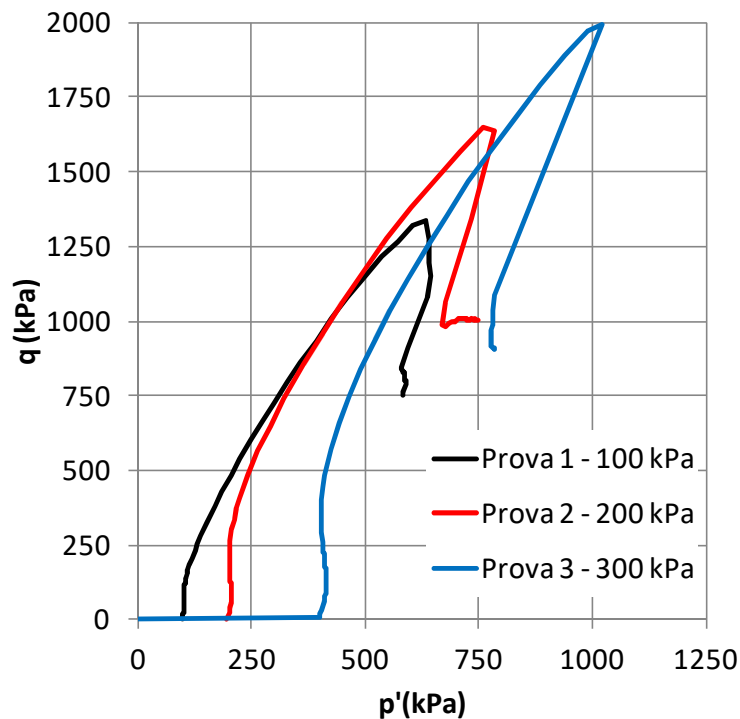


Figura 91 Percorsi di sforzo in termini di tensioni efficaci misurati durante la prova TX-CIU (Lab. SINERGEA, 2017).

In accordo a quanto illustrato nel § 0, le curve sforzi-deformazioni mostrano un evidente riduzione di resistenza dopo il picco con formazione delle condizioni di post-picco. Il relazione al comportamento fragile evidenziato durante la prova sono stati determinati i parametri di resistenza sia in condizioni di picco (i.e.  $\max[\sigma'_1 - \sigma'_3]$  e  $\max[\sigma'_1/\sigma'_3]$ ), sia in condizioni di post-picco.

Gli involuipi di resistenza ottenuti analizzando la prova TX-CIU considerando sia i parametri di picco che quelli di post picco sono riportati in Figura 92 nel piano sforzo di taglio massimo ( $t$ ) e sforzo efficace medio ( $s'$ ). La Tabella 22 riepiloga i parametri di resistenza dell'involuppo di Mohr-Coulomb ottenuti analizzando la prova TX-CIU eseguita su un campione dell'Argilla di Lugagnano.

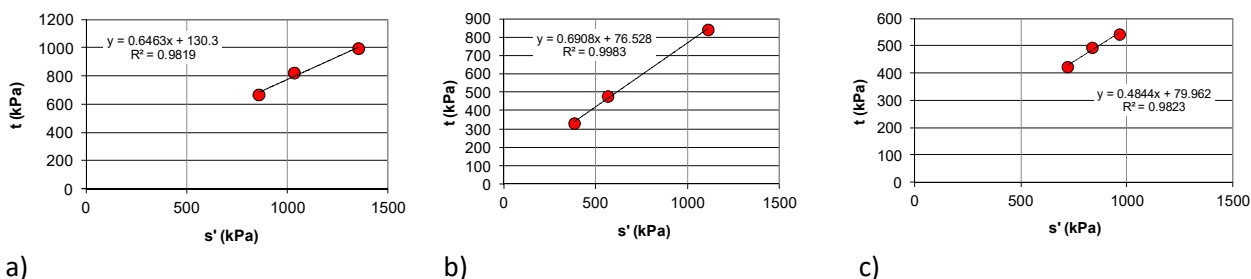


Figura 92 Involuipi di resistenza nel piano  $t$ - $s'$  derivanti dalla prova TX-CIU sulle Argille di Lugagnano: a) Parametri di picco corrispondenti al massimo valore di  $\sigma'_1$ - $\sigma'_3$ ; b) Parametri di picco corrispondenti al massimo valore di  $\sigma'_1/\sigma'_3$ ; c) Parametri di post-picco.

Tabella 22: Parametri di resistenza valutati dalla prova TX-CIU eseguita su un campione dell'Argilla di Lugagnano

Prova	Anno	Nome	Tipo parametri	$c'$ (kPa)	$\varphi'$ (°)	Note
TX-CIU	2017	TX CIU CH3-17 max1	Picco	170.8	40.3	Max $\sigma'_1$ - $\sigma'_3$
TX-CIU	2017	TX CIU CH3-17 max2	Picco	105.8	43.7	Max $\sigma'_1/\sigma'_3$
TX-CIU	2017	TX CIU CH3-17	Post-picco	91.4	29	

La Figura 93 mostra gli involuipi di resistenza in accordo al criterio di Mohr-Coulomb nel piano  $t$ - $s'$  ottenuti dalle prove TX-CIU e TD condotte sulle Argille di Lugagnano in condizioni di post-picco o fine prova. In relazione alla tipologia prova (i.e. TX-CIU e TD) e al numero di prove eseguite, ai fini della definizione dei parametri caratteristici si considera il *limite inferiore* della resistenza caratterizzato da  $c'$  uguale a 21 kPa e  $\varphi'$  uguale a 26°. I valori caratteristici per l'Argilla di Lugagnano sono riepilogati in Tabella 23.

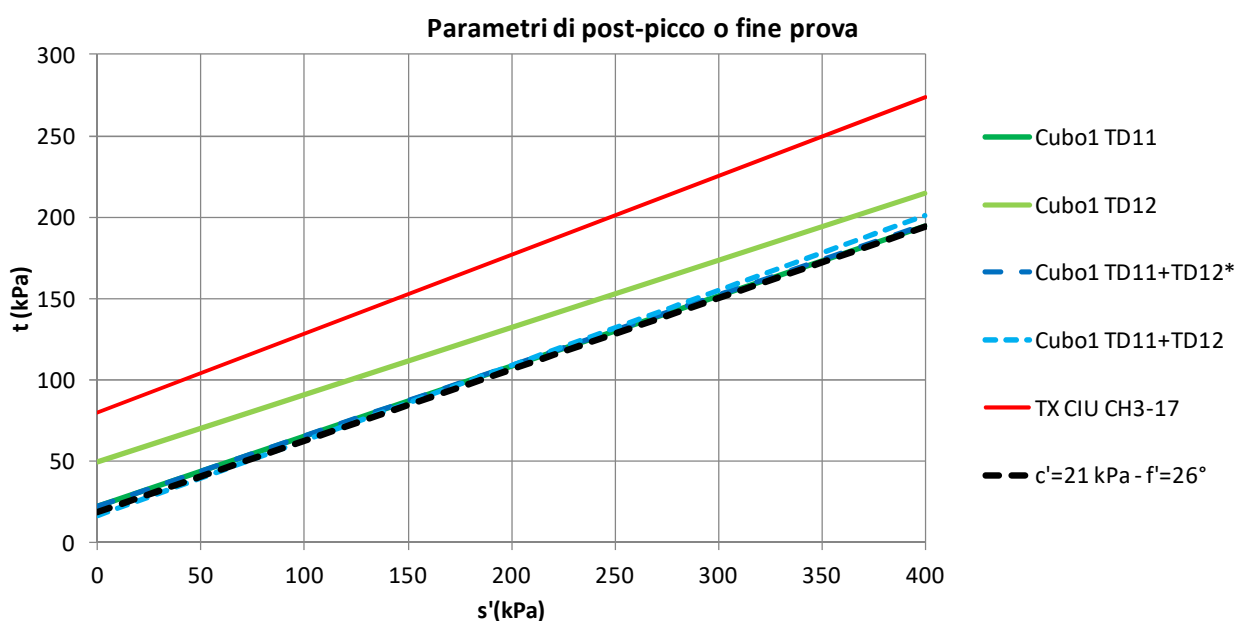


Figura 93 Involuipi di resistenza nel piano  $t$ - $s'$  ottenuti dalle prove TX-CIU e TD sulle Argille di Lugagnano in condizioni di post-picco o fine prova.

**Tabella 23:** Parametri geotecnici caratteristici per le Argille di Lugagnano.

Peso di volume $\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	Coesione efficace $c'$ [kPa]	Angolo di resistenza al taglio $\phi'$ [°]
20	21	26

### **Argille a Palombini**

Sulle Argille a Palombini sono state eseguite le seguenti prove di laboratorio:

- Campagna di indagine 1995 – laboratorio laboratorio Geo-Tecnologico Emiliano: N°3 prove di taglio diretto;
- Campagna di indagine 1997 – laboratorio SGILab: N°6 prove di taglio diretto eseguite su campioni estratti da 3 cubi di terreno. Le prove comprendono la determinazione dei parametri di picco e residui e sono state eseguite considerando due intervalli di tensione di confinamento (i.e. 1÷3kg/cm<sup>2</sup> e 4÷6 kg/cm<sup>2</sup>).
- Campagna di indagine 2012 – laboratorio ALTAIR: N°2 prove triassiali di tipo consolidato-non drenato (TX-CIU).
- Campagna di indagine 2016 – laboratorio SINERGEA: N°1 prova di taglio diretto con determinazione della sola resistenza residua.
- Campagna di indagine 2017 – laboratorio SINERGEA: N°1 prova di taglio diretto con determinazione della resistenza di picco e residua.

Nelle campagne di indagine 1995, 1997 sono state eseguite anche delle prove triassiali di tipo non consolidato e non drenato (UU). Queste ultime non sono state considerate per l'impossibilità di determinare i parametri di resistenza al taglio in condizioni drenate.

La Figura 94 mostra il tipico andamento delle curve sforzi deformazioni misurate nelle prove di taglio eseguite sui campioni estratti durante la campagna del 1995. Le curve sforzi-deformazioni mostrano un comportamento duttile e dunque i parametri di picco sono praticamente coincidenti con quelli di fine prova.

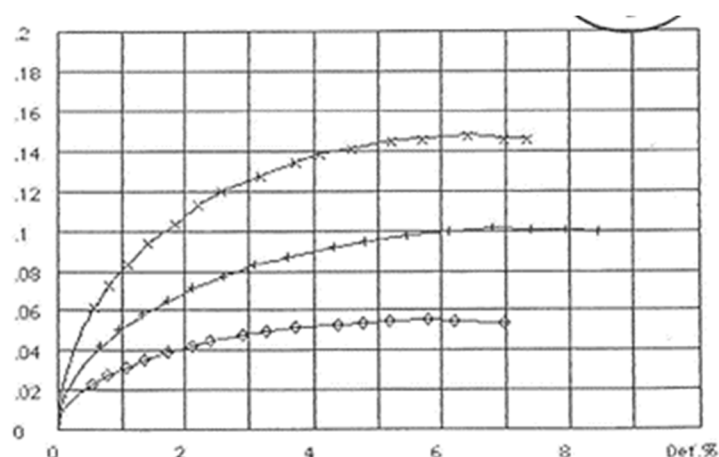


Figura 94 Curve sforzi-deformazioni misurate durante la prova di taglio diretto sul campione 1 estratto dal sondaggio 4 alla profondità di 3-4m (laboratorio Geo-Tecnologico Emiliano, campagna di indagine 1995).

La Figura 95 riporta gli involuipi di resistenza nel piano  $\tau$ - $\sigma'$  derivanti dalle prove di taglio diretto eseguite dal laboratorio Geo-Tecnologico Emiliano nel 1995 sulle Argille a Palombini, mentre la Tabella 24 riepiloga i corrispondenti parametri di resistenza dell'involuppo di Mohr-Coulomb. I risultati delle tre prove di taglio eseguite dal laboratorio Geo-Tecnologico Emiliano nel 1995 sono stati analizzati congiuntamente in Figura 96. I dati hanno una limitata dispersione e conducono ad un valore di  $c'$  pari a 11.1 kPa e  $\phi'$  pari a 26°.

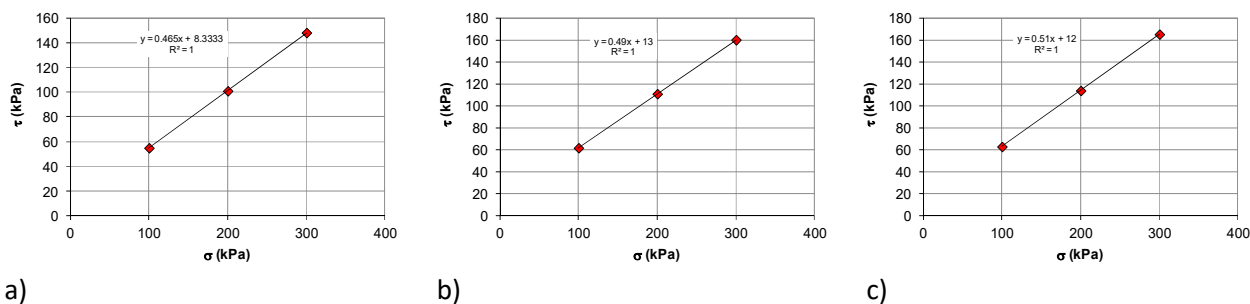


Figura 95 Involuppi di resistenza nel piano  $\tau$ - $\sigma'$  derivanti dalle prove di taglio diretto eseguite dal laboratorio Geo-Tecnologico Emiliano (1995) sulle Argille a Palombini: a) campione denominato S4\_C1; b) campione denominato S4\_C2; c) Cubo campione denominato S5.

Tabella 24: Parametri di resistenza valutati dalle prove di taglio diretto eseguite sui campioni di Argilla a Palombini dal laboratorio Geo-Tecnologico Emiliano, campagna di indagine 1995.

Prova	Anno	Nome	Tipo parametri	$c'$ (kPa)	$\phi'$ (°)	Note
TD	1995	TD S4_C1	Picco/ Fine prova	8.3	24.9	
TD	1995	TD S4_C2	Picco/ Fine prova	13	26.1	
TD	1995	TD S5	Picco/ Fine prova	12	27	
TD	1995	1995 all	Picco/ Fine prova	11.1	26	

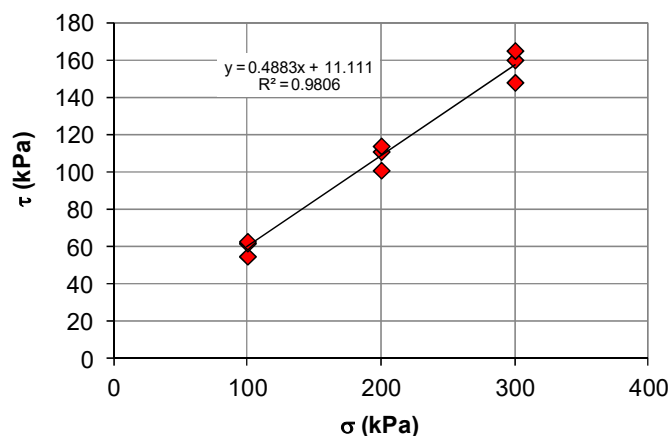


Figura 96 Involuppo di resistenza nel piano  $\tau$ - $\sigma'$  derivante dall'analisi dei risultati delle prove di taglio diretto eseguite dal laboratorio Geo-Tecnologico Emiliano (1995) sulle Argille a Palombini valutate in modo congiunto.

La Figura 97 mostra il tipico andamento delle curve sforzi deformazioni misurate nelle prove di taglio eseguite sui campioni estratti dai cubi durante la campagna del 1997. In relazione alla riduzione di resistenza che si manifesta nelle condizioni di post-picco (riduzione meno marcata rispetto alle Argille di Lugagnano), gli involuppi di resistenza sono stati determinati sia considerando i valori di picco, sia considerando i valori di resistenza a fine prova in cui si osserva un valore asintotico. Poiché le prove sono state eseguite considerando due intervalli di livello di confinamento (i.e.  $1 \div 3 \text{ kg/cm}^2$  e  $4 \div 6 \text{ kg/cm}^2$ ), gli involuppi di resistenza sono stati determinati sia valutando disgiuntamente i due intervalli di confinamento, sia in modo congiunto esaminando l'intero intervallo di confinamento disponibile (i.e.  $1 \div 6 \text{ kg/cm}^2$ ).

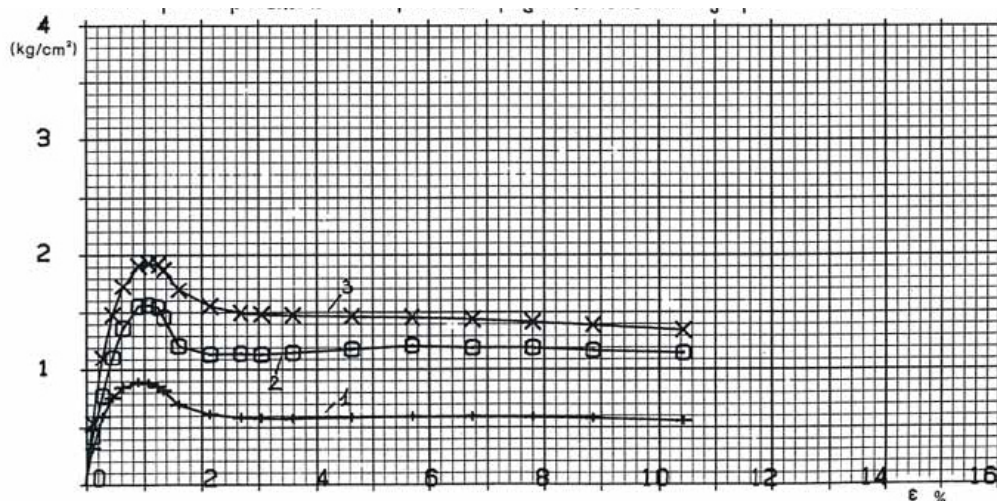
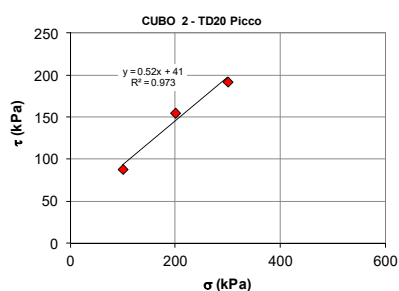


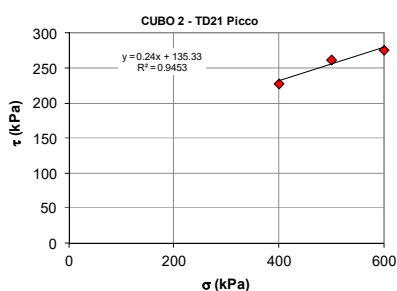
Figura 97 Curve sforzi-deformazioni misurate nelle prove di taglio diretto eseguite sul campione estratto da CUBO2 con livello di confinamento compreso tra 1 e 3 kg/cm<sup>2</sup> (SGILab, 1997).

Gli involucri di resistenza ottenuti analizzando le prove di taglio diretto eseguite sulle Argille a Palombini durante la campagna del 1997 da SGILab sono riportate nelle seguenti figure:

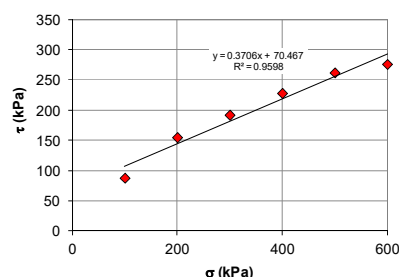
- “Cubo 2”: parametri di picco - Figura 98; parametri di fine prova - Figura 99;
- “Cubo 3”: parametri di picco - Figura 100; parametri di fine prova - Figura 101
- “Cubo 4”: parametri di picco - Figura 102; parametri di fine prova - Figura 103;



a)

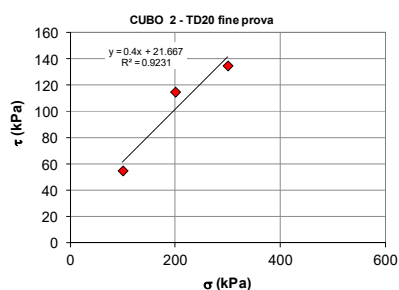


b)

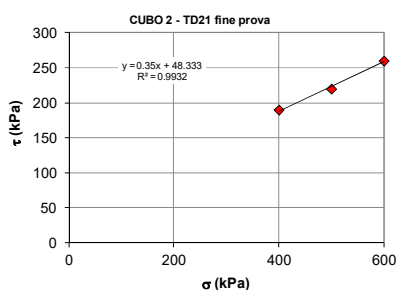


c)

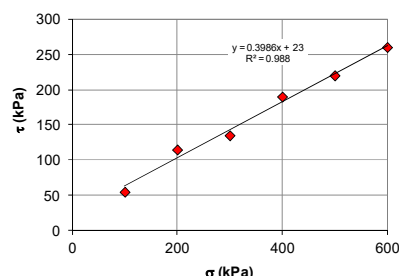
Figura 98 Involucri di resistenza nel piano  $\tau$ - $\sigma'$  derivanti dalle prove di taglio diretto eseguite da SGILab (1997) sulle Argille a Palombini – **Valori di picco**: a) Cubo 2 TD20 intervallo di confinamento 1÷3 kg/cm<sup>2</sup>; b) Cubo 2 TD21 intervallo di confinamento 4÷6 kg/cm<sup>2</sup>; c) Cubo 2 TD20 + Cubo 2 TD21 intervallo di confinamento 1÷6 kg/cm<sup>2</sup>.



a)

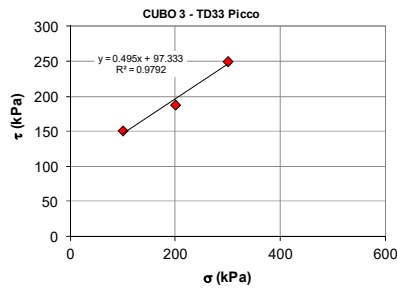


b)

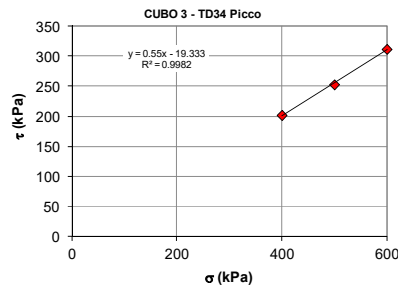


c)

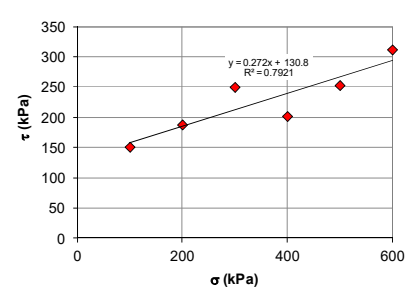
Figura 99 Involucri di resistenza nel piano  $\tau$ - $\sigma'$  derivanti dalle prove di taglio diretto eseguite da SGILab (1997) sulle Argille a Palombini – **Valori di fine prova**: a) Cubo 2 TD20 intervallo di confinamento 1÷3 kg/cm<sup>2</sup>; b) Cubo 2 TD21 intervallo di confinamento 4÷6 kg/cm<sup>2</sup>; c) Cubo 2 TD20 + Cubo 2 TD21 intervallo di confinamento 1÷6 kg/cm<sup>2</sup>.



a)

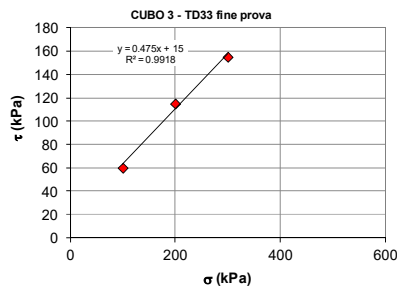


b)

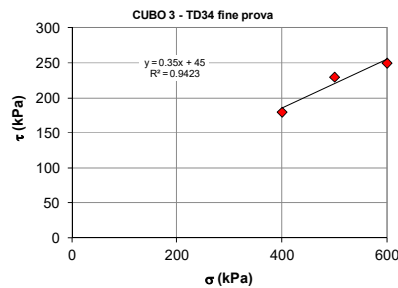


c)

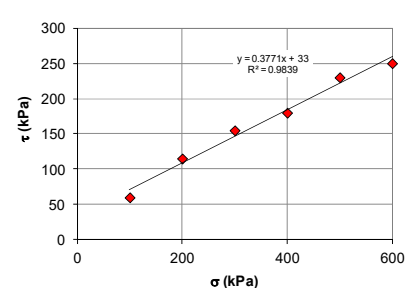
Figura 100 Involuppi di resistenza nel piano  $\tau$ - $\sigma'$  derivanti dalle prove di taglio diretto eseguite da SGILab (1997) sulle Argille a Palombini – **Valori di picco**: a) Cubo 3 TD33 intervallo di confinamento  $1 \div 3 \text{ kg/cm}^2$ ; b) Cubo 3 TD34 intervallo di confinamento  $4 \div 6 \text{ kg/cm}^2$ ; c) Cubo 3 TD33 + Cubo 3 TD34 intervallo di confinamento  $1 \div 6 \text{ kg/cm}^2$ .



a)

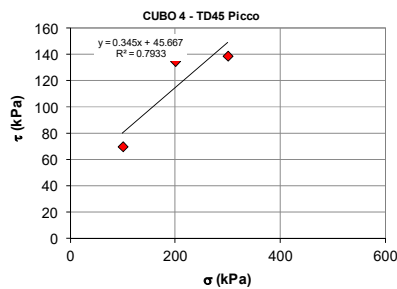


b)

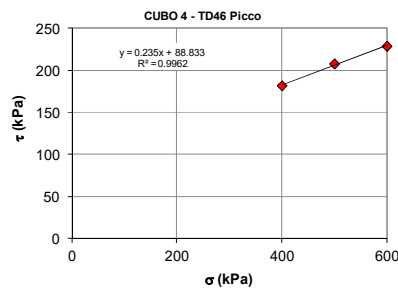


c)

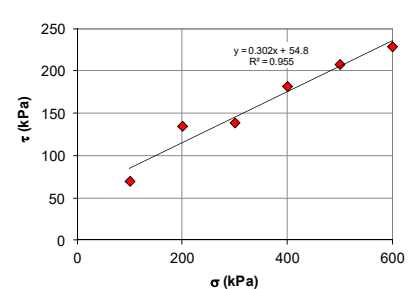
Figura 101 Involuppi di resistenza nel piano  $\tau$ - $\sigma'$  derivanti dalle prove di taglio diretto eseguite da SGILab (1997) sulle Argille a Palombini – **Valori di fine prova**: a) Cubo 3 TD33 intervallo di confinamento  $1 \div 3 \text{ kg/cm}^2$ ; b) Cubo 3 TD34 intervallo di confinamento  $4 \div 6 \text{ kg/cm}^2$ ; c) Cubo 3 TD33 + Cubo 3 TD34 intervallo di confinamento  $1 \div 6 \text{ kg/cm}^2$ .



a)



b)



c)

Figura 102 Involuppi di resistenza nel piano  $\tau$ - $\sigma'$  derivanti dalle prove di taglio diretto eseguite da SGILab (1997) sulle Argille a Palombini – **Valori di picco**: a) Cubo 4 TD45 intervallo di confinamento  $1 \div 3 \text{ kg/cm}^2$ ; b) Cubo 4 TD46 intervallo di confinamento  $4 \div 6 \text{ kg/cm}^2$ ; c) Cubo 4 TD45 + Cubo 4 TD46 intervallo di confinamento  $1 \div 6 \text{ kg/cm}^2$ .

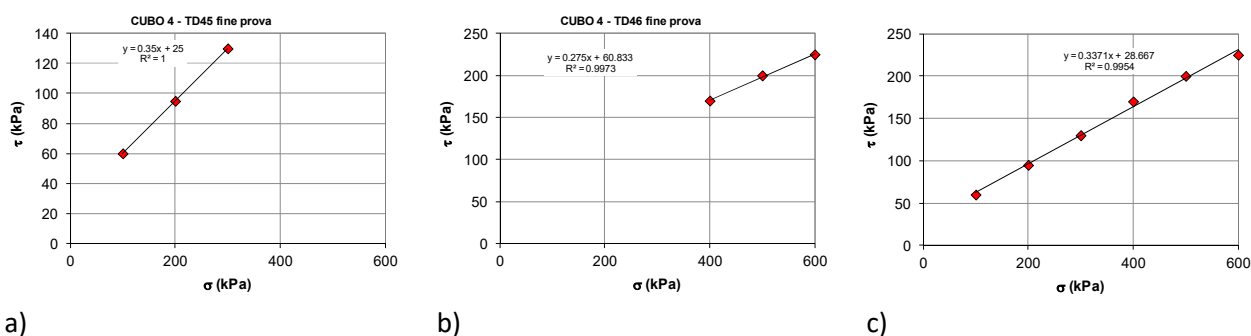


Figura 103 Involuppi di resistenza nel piano  $\tau$ - $\sigma'$  derivanti dalle prove di taglio diretto eseguite da SGILab (1997) sulle Argille a Palombini – **Valori di fine prova:** a) Cubo 4 TD45 intervallo di confinamento  $1 \div 3 \text{ kg/cm}^2$ ; b) Cubo 4 TD46 intervallo di confinamento  $4 \div 6 \text{ kg/cm}^2$ ; c) Cubo 4 TD45 + Cubo 4 TD46 intervallo di confinamento  $1 \div 6 \text{ kg/cm}^2$ .

La Tabella 25 riepiloga i parametri di resistenza di picco, di fine prova e residui dell'involuppo di Mohr-Coulomb ottenuti analizzando le prove di taglio diretto eseguite sui campioni estratti dalle Argille a Palombini durante la campagna del 1997 da SGILab.

Tabella 25: Valori dei parametri dell'involuppo di Mohr-Coulomb determinati dalle prove di taglio diretto eseguite dal laboratorio SGI-Lab nel 1997 sulle Argille a Palombini

Prova	Anno	Nome	Tipo parametri	$c'$ (kPa)	$\phi'$ (°)	Note
TD	1997	Cubo2 TD20	Picco	41.0	27.5	
TD	1997	Cubo2 TD21	Picco	135.3	13.5	
TD	1997	Cubo2TD20+TD21	Picco	70.5	20.3	
TD	1997	Cubo3 TD33	Picco	97.33	26.3	
TD	1997	Cubo3 TD34	Picco			$c' < 0$
TD	1997	Cubo3 TD33+TD34	Picco	130.8	15.2	
TD	1997	Cubo3 TD33+TD34*	Picco	123.06	16.4	Eliminando 2 prove
TD	1997	Cubo4 TD45	Picco	45.7	19.0	
TD	1997	Cubo4 TD46	Picco	88.8	13.2	
TD	1997	Cubo4 TD45+TD46	Picco	54.8	16.8	
TD	1997	Cubo4 TD45+TD46*	Picco	41.49	18.1	Eliminando 1 prova
TD	1997	Cubo2 TD20	Fine prova	21.7	21.8	
TD	1997	Cubo2 TD21	Fine prova	48.3	19.3	
TD	1997	Cubo2 TD20+TD21	Fine prova	23.0	21.7	
TD	1997	Cubo3 TD33	Fine prova	15.0	25.4	
TD	1997	Cubo3 TD34	Fine prova	45.0	19.3	
TD	1997	Cubo3 TD33+TD34	Fine prova	33	20.7	
TD	1997	Cubo4 TD45	Fine prova	25	19.3	
TD	1997	Cubo4 TD46	Fine prova	60.83	15.4	
TD	1997	Cubo4 TD45+TD46	Fine prova	28.67	18.6	
TD	1997	Cubo2 TD22	Residuo	0.0	22.9	
TD	1997	Cubo2 TD23	Residuo	0.0	21.2	
TD	1997	Cubo2 TD22+TD23	Residuo	0.0	21.4	
TD	1997	Cubo3 TD35	Residuo	0.0	16.5	#
TD	1997	Cubo3 TD36	Residuo	0.0	11.5	#
TD	1997	Cubo3 TD35+TD36	Residuo	0.0	12.3	#
TD	1997	Cubo4 TD47	Residuo	0.0	10.2	#
TD	1997	Cubo4 TD48	Residuo			#, la regressione fornisce un coefficiente di correlazione $< 0$
TD	1997	Cubo4 TD47+TD48	Residuo	0.0	9.3	#
TD	1997	Cubo4 TD47+TD48*	Residuo	0.0	10	#, Eliminando 1 prova

# Involuppo ottenuto imponendo  $c'=0$ , tuttavia la regressione non porta ad un buon adattamento dei dati che sarebbero meglio interpretati considerando un valore di  $c' \neq 0$

Durante la campagna del 2012 nel laboratorio ALTAIR sono state eseguite due prove triassiali di tipo consolidato-non drenato (TX-CIU) i cui risultati sono riportati rispettivamente in Figura 104 e Figura 105. Come sottolineato per le prove eseguite sui rifiuti, anche queste eseguite sulle Argille a Palombini sono di scarsa qualità e non verranno utilizzate ai fini della definizione dei parametri di resistenza.

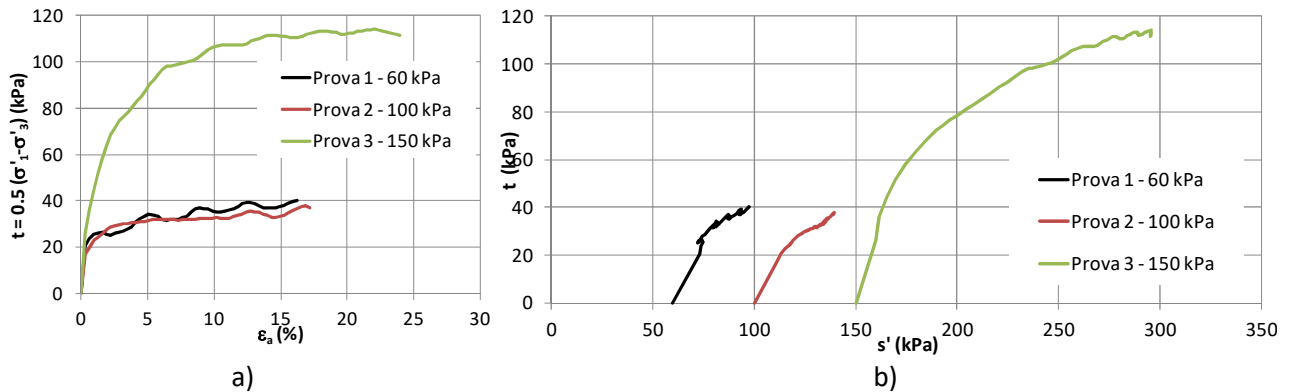


Figura 104 Risultati prova TX-CIU eseguite su un campione di Argilla a Palombini dal laboratorio ALTAIR (2012) – Sondaggio BH9, prof. 3m: a) Curva sforzi-deformazioni; b) Percorsi di sforzo.

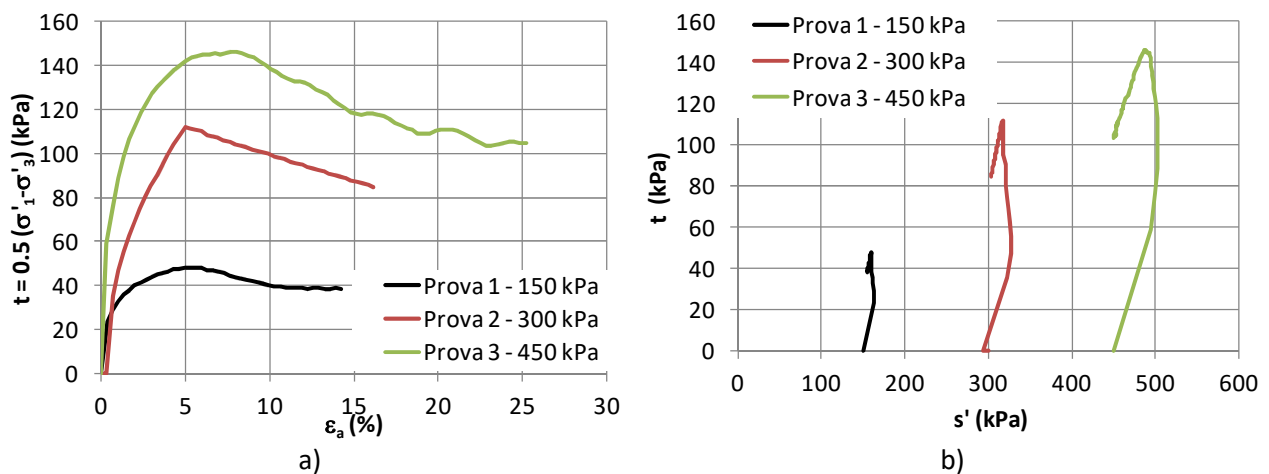


Figura 105 Risultati prova TX-CIU eseguite su un campione di Argilla a Palombini dal laboratorio ALTAIR (2012) – Sondaggio BH9, prof. 16m: a) Curva sforzi-deformazioni; b) Percorsi di sforzo.

La Figura 106 mostra l'andamento delle curve sforzi-deformazioni misurate nella prova di taglio eseguita dal laboratorio SINERGEA durante la campagna del 1997. Le curve sforzi-deformazioni mostrano una moderata riduzione di resistenza nelle condizioni di post-picco, in ogni caso gli involuppi di resistenza sono stati determinati sia considerando i valori di picco, sia considerando i valori di resistenza a fine prova.



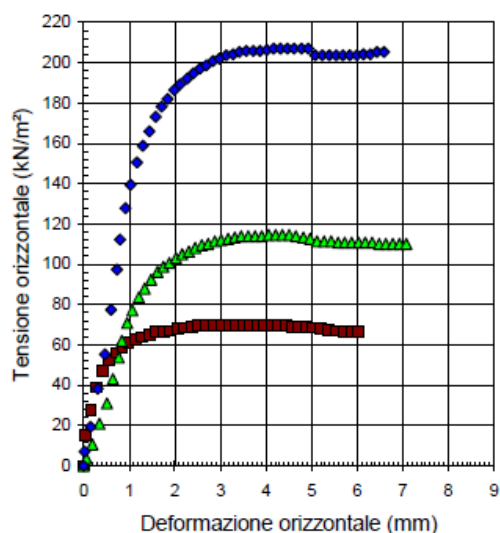


Figura 106 Curve sforzi-deformazioni misurate nelle prove di taglio diretto eseguite dal laboratorio SINERGEA nel 2017.

La Figura 107 mostra gli inviluppi di resistenza ottenuti analizzando la prova di taglio diretto eseguita da SINERGEA (2017) considerando sia i parametri di picco sia i parametri di fine prova. La Tabella 26 riepiloga i parametri di resistenza di picco, di fine prova e residui dell’involuppo di Mohr-Coulomb ottenuti analizzando le prove di taglio diretto eseguite sui campioni estratti dalle Argille a Palombini durante la campagna del 2016 e del 2017 dal laboratorio SINERGEA.

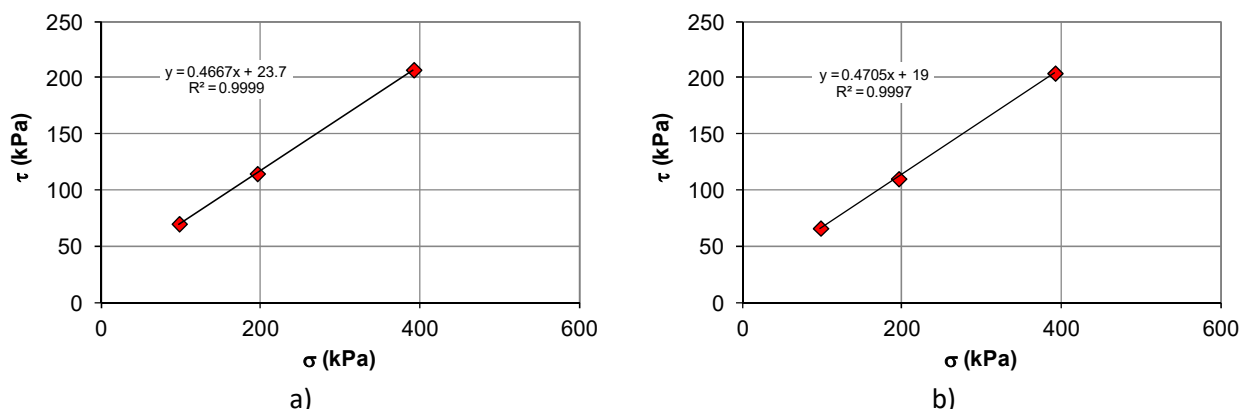


Figura 107 Involuppi di resistenza nel piano  $\tau$ - $\sigma'$  derivanti dalle prove di taglio diretto eseguite da SINERGEA (2017) sulle Argille a Palombini: a) Parametri di picco; b) Parametri di fine prova.

Tabella 26: Valori dei parametri dell’involuppo di Mohr-Coulomb determinati dalle prove di taglio diretto eseguite dal laboratorio SINERGEA sulle Argille a Palombini nel 2016 e nel 2017.

Prova	Anno	Nome	Tipo parametri	$c'$ (kPa)	$\phi'$ (°)	Note
TD	2017	TD 2017	Picco	23.7	25	
TD	2017	TD 2017	Fine prova	19	25.2	
TD	2017	TD 2017	Residui	0.0	17	
TD	2016	TD 2016	Residui	0.0	14.7	

Per la definizione dei parametri caratteristici da attribuire alle Argille a Palombini si considerano i risultati di tutte le prove di taglio diretto eseguite durante le diverse campagne di indagine. A tal fine si considerano le condizioni di fine prova. La Figura 108 mostra il set di dati considerato. La retta di regressione lineare dei dati è caratterizzata da una intercetta pari a 30.1 kPa e un angolo di resistenza al taglio di 20.6°. Dall’analisi dei dati sperimentali si osserva una limitata variabilità confermata da un elevato valore del coefficiente di correlazione  $R^2$  che è pari a 0.96. Per la retta di regressione sono anche state valutate le incertezze sui due

parametri di regressione. L'incertezza sull'intercetta è pari a 4.8 kPa mentre l'incertezza sulla pendenza è pari a 0.8°. Nella Figura 108 sono sovrapposte insieme ai dati sperimentali, la retta di regressione lineare corrispondente ai valori medi (linea continua nera) e la retta corrispondente ai valori medi meno una volta lo scarto quadratico medio (linea tratteggiata nera). La Tabella 27 riepiloga i parametri di resistenza  $c'$  e  $\phi'$  associati alle diverse rette di regressione.

Tabella 27 Parametri di resistenza al taglio derivanti dalla regressione e dalla valutazione dell'incertezza associata ai dati delle prove di taglio diretto condotte sulle Argille a Palombini.

	Coesione efficace $c'$ [kPa]	Angolo di resistenza al taglio $\phi'$ [°]
Parametri medi (i.e. da regressione lineare)	30.1	20.6
Parametri medi – 1 deviazione standard	25.3	19.8

La retta corrispondente ai valori medi meno uno scarto quadratico medio è praticamente coincidente con il limite inferiore dei valori di resistenza sperimentali e può essere considerata una stima ragionata e cautelativa della resistenza al taglio dei rifiuti. Per tale motivo si assumono come valori caratteristici per le Argille a Palombini i parametri di resistenza al taglio associati alla retta corrispondente ai valori medi meno una volta lo scarto quadratico medio. Tali valori sono riepilogati in Tabella 27.

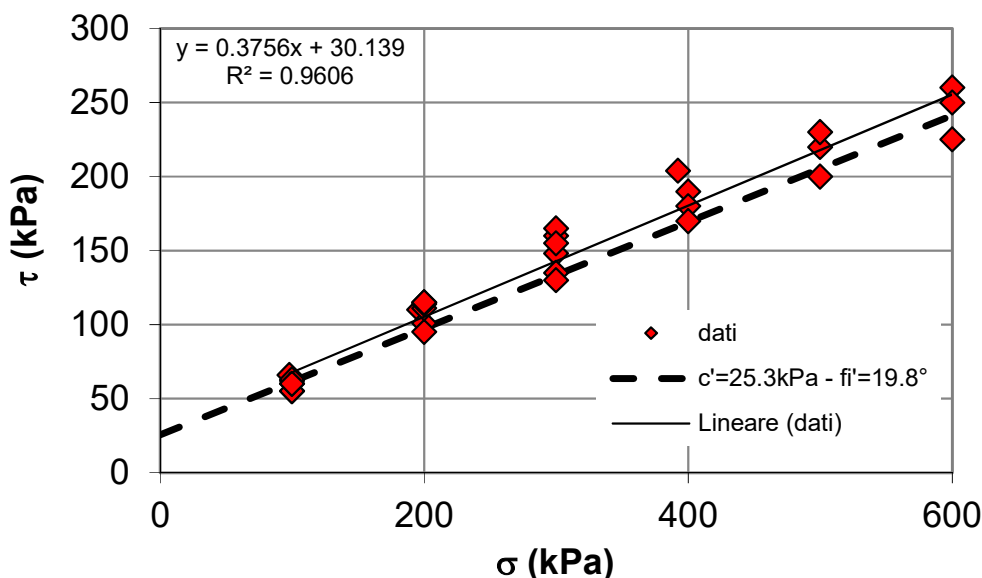


Figura 108 Risultati delle prove di taglio diretto condotte sulle Argille a Palombini: Linea continua nera, valori medi da regressione lineare; linea tratteggiata nera, valori medi meno una volta lo scarto quadratico medio