



UNIVERSITÀ
POLITECNICA
DELLE MARCHE

UNIVERSITÀ POLITECNICA DELLE MARCHE

FACOLTÀ DI INGEGNERIA

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile

Dipartimento di Scienze e Ingegneria della materia, Ambiente ed Urbanistica

**Costruzione del modello geotecnico e analisi di stabilità per una discarica
controllata**

**Construction of the geotechnical model and stability analysis for a controlled
landfill**

Relatore:

Prof.ssa Marta Di Sante

Tesi di:

Lorenzo Romagna

A.A. 2023/2024

Sommario

CAPITOLO 1	3
OGGETTO E SCOPO DELLA TESI	3
CAPITOLO 2	4
STATO DELL'ARTE	4
2.1 DISCARICHE CONTROLLATE	4
2.2 INQUADRAMENTO NORMATIVO	4
2.3 PROBLEMATICHE DELLE DISCARICHE IN PENDIO	9
2.4 ANALISI DI STABILITA' (METODI LEM E FEM)	10
2.4.1 Stabilità dei pendii	10
2.5 STABILITA' DISCARICHE IN PENDIO	20
CAPITOLO 3	22
MATERIALI E METODI	22
3.1 IL SITO IN ESAME	22
3.1.1 GEOLOGIA E GEOLITOLOGIA	22
3.2 INDAGINI	23
3.2.1 SONDAGGI	23
3.2.2 PROVE PENETROMETRICHE STATICHE	27
3.2.3 PROVE GEOTECNICHE DI LABORATORIO	32
3.2.4 PROVE DI PERMEABILITA'	35
3.4 MODELLAZIONE LEM E FEM	43
CAPITOLO 4	70
RISULTATI	70
4.1 CONFRONTO TRA I RISULTATI OTTENUTI CON APPLICAZIONE DI METODO LEM E METODO FEM	70
4.2 CONFRONTO TRA I RISULTATI OTTENUTI IN CONDIZIONI STATICHE E CONDIZIONI SISMICHE CON IL METODO FEM	76
4.3 CONFRONTO TRA I DUE DIVERSI CASI DI MODELLAZIONE DELL'INTERFACCIA IN CONDIZIONI STATICHE	87
4.4 RISULTATI DELLA MOEDLLAZIONE DEL PERCOLATO	95
CAPITOLO 5	99
CONCLUSIONI E SVILUPPI FUTURI	99
BIBLIOGRAFIA	101

CAPITOLO 1

OGGETTO E SCOPO DELLA TESI

Il presente lavoro di tesi si propone di affrontare la modellazione geotecnica della discarica controllata per rifiuti non pericolosi gestita dalla società “ASITE”, localizzata in Contrada San Biagio di Fermo. Al fine di sviluppare l’analisi di stabilità della discarica stessa, poiché situata in pendio.

La modellazione geotecnica ha previsto una prima fase di esame dei risultati delle indagini geotecniche disponibili, eseguite nelle diverse fasi di costruzione della discarica in oggetto, tali indagini includevano sondaggi geognostici, prove in sito e prove di laboratorio. Sono stati pertanto analizzati i risultati di prove penetrometriche statiche (CPT meccaniche) e di prove di permeabilità in foro eseguite mediante permeametro di Boutwell, nonché prove di laboratorio, quali prove di taglio diretto, prove di permeabilità. L’esame di tali indagini ha permesso di definire i parametri caratteristici del terreno in sito.

In secondo luogo, non essendo state eseguite indagini dirette sul corpo rifiuti, è stata analizzata la letteratura disponibile relativa alle caratteristiche fisiche e al comportamento meccanico dei rifiuti, selezionando i risultati che, per composizione ed età del rifiuto, potevano essere idonei a rappresentare il caso in esame.

È stata quindi selezionata una sezione longitudinale della discarica in esame e, grazie alla costruzione del modello geotecnico, è stata eseguita la relativa analisi di stabilità sia con metodi di analisi all’equilibrio limite (LEM), in particolare applicando il metodo di Morgenstern and Price che agli elementi finiti (FEM) con l’approccio della “*Phi-c Reduction*”. I relativi calcoli sono stati implementati rispettivamente con i software Slope-W di Geostudio v. 8.15.4 e con Plaxis v. 8.6; con tali software di analisi è stato possibile modellare il comportamento meccanico e analizzare la stabilità del corpo discarica tenendo anche conto della specificità dei pacchetti di rivestimento di fondo.

Lo studio delle interazioni tra i materiali di riempimento (rifiuti) e il terreno in sito è stato eseguito sia in condizioni statiche che sismiche, applicando il metodo pseudo-statico. Tale studio ha consentito di analizzare i meccanismi che influenzano la sicurezza e la stabilità della discarica in esercizio.

CAPITOLO 2

STATO DELL'ARTE

2.1 DISCARICHE CONTROLLATE

La definizione di discarica è data nell'art. 2 lettera g del Decreto Legislativo n. 36 del 13 gennaio 2003:

La Discarica è un' area adibita a smaltimento dei rifiuti mediante operazioni di deposito sul suolo o nel suolo, compresa la zona interna al luogo di produzione dei rifiuti adibita allo smaltimento dei medesimi da parte del produttore degli stessi, nonché qualsiasi area ove i rifiuti sono sottoposti a deposito temporaneo per più di un anno. Sono esclusi da tale definizione gli impianti in cui i rifiuti sono scaricati al fine di essere preparati per il successivo trasporto in un impianto di recupero, trattamento o smaltimento, e lo stoccaggio di rifiuti in attesa di recupero o trattamento per un periodo inferiore a tre anni come norma generale, o lo stoccaggio di rifiuti in attesa di smaltimento per un periodo inferiore ad un anno.

Una discarica, nel ciclo della gestione dei rifiuti, è un luogo dove vengono depositati/stoccati e fatti degradare in modo permanente i rifiuti solidi urbani e tutti gli altri rifiuti (anche umidi) derivanti dalle attività umane (detriti di costruzioni, scarti industriali, ecc.) che, in seguito alla loro raccolta, non è stato possibile riciclare, inviare al trattamento meccanico biologico (TMB) eventualmente per produrre energia tramite bio-ossidazione a freddo, pirolisi o, in ultima ratio, l'utilizzo come combustibile negli inceneritori (inceneritori con recupero energetico o termovalorizzatori).

2.2 INQUADRAMENTO NORMATIVO

La normativa italiana con il d.lgs. n. 36 del 13 gennaio 2003, ha recepito la direttiva europea 99/31CE che prevede tre tipologie differenti di discarica:

- discarica per rifiuti inerti;
- discarica per rifiuti non pericolosi (tra i quali i rifiuti solidi urbani, RSU);
- discarica per rifiuti pericolosi (tra cui ceneri e scarti degli inceneritori).

In particolare, si definiscono:

- rifiuti pericolosi: i rifiuti non domestici precisati nell'elenco dell'allegato D del Dlgs. 22 del 05/02/1997.

- rifiuti non pericolosi: i rifiuti che per provenienza o per le loro caratteristiche non rientrano tra i rifiuti contemplati come pericolosi.
- rifiuti inerti: i rifiuti solidi che non subiscono alcuna trasformazione fisica, chimica o biologica significativa; i rifiuti inerti non si dissolvono, non bruciano e non sono soggetti ad altre reazioni fisiche o chimiche, non sono biodegradabili e, in caso di contatto con altre materie, non comportano effetti nocivi tali da provocare inquinamento ambientale o danno alla salute umana. La tendenza a dar luogo a percolati e la percentuale inquinante globale dei rifiuti, nonché l'ecotossicità dei percolati devono essere trascurabili e, in particolare, non danneggiare la qualità delle acque, superficiali e sotterranee.

La normativa definisce anche il piano di sorveglianza e controllo con i necessari parametri chimici, chimico-fisici, idrogeologici, meteorologici e topografici da determinare periodicamente con una stabilita frequenza delle misurazioni.

L'uso delle discariche per il rifiuto indifferenziato deve essere assolutamente evitato. Con la direttiva sopra citata (99/31 CE), l'Unione europea ha stabilito che in discarica devono finire solo materiali a basso contenuto di carbonio organico e materiali non riciclabili; in altre parole, dando priorità al recupero di materia, la direttiva prevede il compostaggio e il riciclo quali strategie primarie per lo smaltimento dei rifiuti.

Infatti, i residui di molti rifiuti, soprattutto di RSU organici, restano attivi per oltre 30 anni e, attraverso i naturali processi di decomposizione anaerobica, producono biogas e numerosi liquami (percolato) altamente contaminanti per il terreno e le falde acquifere per cui il conferimento senza preventivo trattamento di compostaggio è da evitarsi. Dati gli enormi tempi di degradabilità dei materiali normalmente conferiti in discarica (come le plastiche e ancor peggio i rifiuti pericolosi) è ragionevole stimare la possibilità di rilevare tracce di queste sostanze dopo la chiusura di una discarica per un periodo che va fra i 300 e i 1000 anni, per cui andrebbero trattati diversamente.

Attualmente lo smaltimento in discarica in Italia è il principale metodo di eliminazione dei rifiuti, in quanto è semplice ed economico. Dati relativi al 2004 indicano che il 51,9% dei rifiuti totali prodotti era smaltito in discarica. L'uso della discarica è molto intenso nei paesi poco sviluppati, mentre la tendenza generale è volta a limitare il conferimento in discarica applicando attivamente politiche di riduzione, riuso e riciclo, e sfruttando tecnologie quali il compostaggio e l'incenerimento per i residui.

Dal punto di vista dell'emissione in atmosfera di gas responsabili dei cambiamenti climatici, le discariche per rifiuti non pericolosi e quelle per rifiuti pericolosi risultano nocive se il rifiuto non viene preventivamente trattato e/o differenziato (come spesso capita). È infatti scientificamente

provato dall'organizzazione internazionale sui cambiamenti climatici, IPCC (Intergovernmental Panel on Climate Change) che i rifiuti in discarica causano emissioni ad alto contenuto di metano e di anidride carbonica, due gas serra molto attivi; una moderna discarica deve pertanto prevedere sistemi di captazione di tali gas (in particolare il metano, che può essere usato anziché disperso in atmosfera).

I problemi delle emissioni di gas possono tuttavia essere ridotti o eliminati con l'adozione di tecniche costruttive specifiche e con il pretrattamento dei rifiuti: in particolare la raccolta differenziata di quanto riciclabile e della frazione umida (responsabile delle citate emissioni liquide e gassose), e il cosiddetto trattamento a freddo mediante cui si accelera la decomposizione dei rifiuti prima del conferimento in discarica. Come detto, la stessa Unione europea vieta il conferimento di materiale organico in discarica.

In Figura 1 è riportato uno schema nel quale si individuano i sistemi che compongono una discarica controllata.

In estrema sintesi, essa è composta da:

- un sistema di barriera di fondo e di parete per impedire la migrazione di percolato nel sottosuolo;
- un sistema di raccolta ed rimozione del percolato, per limitarne il battente idraulico interno al fine di minimizzarne la migrazione e migliorare la stabilità del sistema;
- un sistema di copertura finale per limitare l'infiltrazione di acqua meteorica nel corpo rifiuti, limitando così la produzione di percolato;
- un sistema di estrazione del biogas eventualmente prodotto.

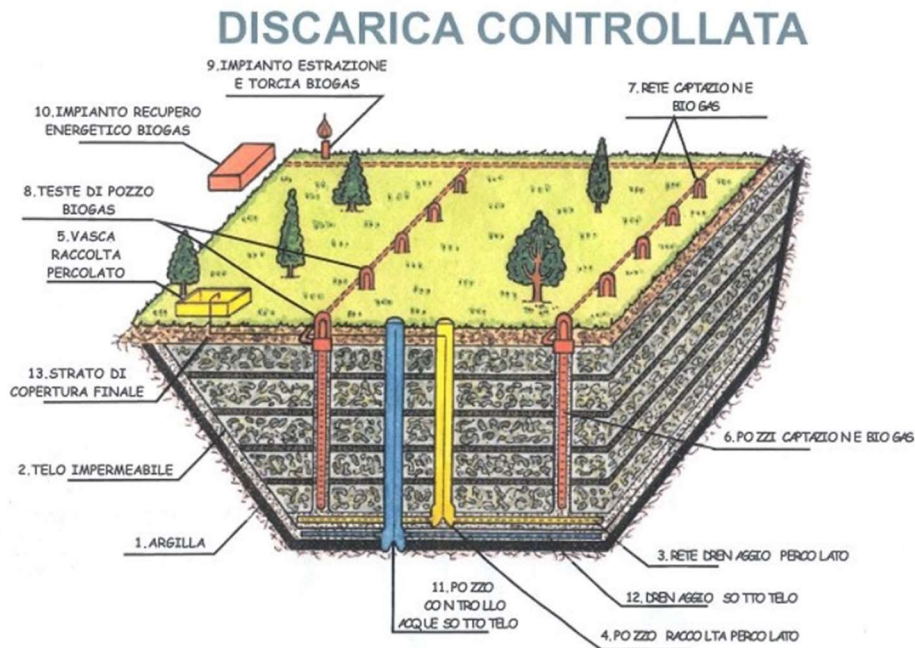


Figura 1- Schema tipico di una discarica controllata

Nel 2020 è stato emanato il 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. (20G00138) (GU Serie Generale n.228 del 14-09-2020) con entrata in vigore del provvedimento il 29/09/2020.

Tale decreto è stato emanato in attuazione della direttiva (UE) 2018/850, che modifica la direttiva 1999/31/CE relativa alle discariche di rifiuti apportando modifiche al D.Lgs 13 gennaio 2003, n. 36 con la finalità di garantire una progressiva riduzione del collocamento in discarica dei rifiuti, in particolare di quelli idonei al riciclaggio o al recupero di altro tipo, al fine di sostenere la transizione verso un'economia circolare e di prevedere, mediante requisiti operativi e tecnici per i rifiuti e le discariche, misure, procedure e orientamenti volti a prevenire o a ridurre il più possibile le ripercussioni negative sull'ambiente, in particolare l'inquinamento delle acque superficiali, delle acque di falda, del suolo e dell'aria, sul patrimonio agroalimentare, culturale e il paesaggio, e sull'ambiente globale, compreso l'effetto serra, nonché i rischi per la salute umana risultanti dalle discariche di rifiuti, durante l'intero ciclo di vita della discarica.

La barriera geologica è determinata da condizioni geologiche e idrogeologiche al di sotto e in prossimità di una discarica per rifiuti inerti tali da assicurare una capacità di attenuazione sufficiente per evitare l'inquinamento del suolo, delle acque superficiali e delle acque sotterranee.

Il substrato della base e dei lati della discarica consiste in una formazione geologica naturale che risponda a requisiti di permeabilità e spessore almeno equivalente a quello risultante dai seguenti criteri:

conducibilità idraulica $k \leq 1 \times 10^{-7}$ m/s;

spessore ≥ 1 m.

Le caratteristiche di permeabilità idraulica della barriera geologica naturale devono essere accertate mediante apposita indagine in sito.

E' importante osservare che la barriera geologica, qualora non soddisfi naturalmente le condizioni di cui sopra, può essere completata artificialmente attraverso un sistema barriera di confinamento opportunamente realizzata che fornisca una protezione idraulica equivalente in termini di tempo di attraversamento.

Il piano di imposta di una eventuale barriera di confinamento deve essere posto al di sopra del tetto dell'acquifero confinato o della quota di massima escursione della falda, nel caso di acquifero non confinato, con un franco di almeno 1,5 metri.

Il sistema barriera messo in opera artificialmente deve comprendere dal basso verso l'alto:

1. strato minerale compattato di spessore s non inferiore a 0,5 m e conducibilità idraulica $k < 5 \times 10^{-8}$ m/s, eventualmente accoppiato a un geosintetico di impermeabilizzazione. Le modalità costruttive e il valore della permeabilità dello strato minerale compattato possono essere determinate mediante campo prova in situ;
2. strato di protezione costituito da uno strato di materiale naturale o da geosintetici di protezione;
3. strato di raccolta e drenaggio dei fluidi di percolazione per evitare l'aumento delle pressioni interstiziali all'interno del corpo rifiuti che ne potrebbero pregiudicare la stabilità.

Particolari soluzioni progettuali nella realizzazione dello strato minerale compattato delle sponde, che garantiscano comunque una protezione idraulica equivalente, potranno eccezionalmente essere adottate e realizzate anche con spessori inferiori a 0,5 m, a condizione che vengano approvate dall'ente territoriale competente.

SISTEMA DI RIVESTIMENTO DI BASE (2.4.2)

 <p>Strato drenante (e.g. ghiaia o pietrisco) +strato di protezione</p>	<p>≥ 0.5 m</p>	<p>Livello 3)</p>	<p>strato drenante ($K \geq 10^{-5}$ m/s)</p>
 <p>Strato Compattato $k < 1 \cdot 10^{-8}$ m/s</p>	<p>≥ 1.0 m</p>	<p>Livello 2)</p>	<p>2 c) strato di protezione (geotessile NT) 2 b) GM in HDPE ≥ 2.5 mm 2 a) strato minerale compattato</p>
 <p>Barriera geologica equivalente: $k \leq 10^{-8}$ m/s</p> <p>Barriera geologica naturale o completata artificialmente</p>	<p>≥ 1 m (N.P.) ≥ 5 m (P.)</p>	<p>Livello 1)</p>	<p>«La barriera geologica, se non adeguata, <u>deve</u> essere <u>completata</u> artificialmente con uno stato di materiale argilloso compattato di almeno 0.5 m <u>anche accoppiato a geosintetici di impermeabilizzazione</u> che fornisca una protezione idraulica equivalente in termini di tempi di attraversamento (25 anni per N.P., 125 anni per P. per un carico $H=0.3$ m)</p>

Figura 2- Tipico pacchetto di rivestimento di base e relativi spessori

2.3 PROBLEMATICHE DELLE DISCARICHE IN PENDIO

Le problematiche riguardanti le discariche situate in pendio sono la conseguenza di alcuni fattori principali quali:

- Instabilità e conseguente rischio di scivolamento;
All'interno di un pendio la stabilità può venire meno a causa di movimenti gravitativi specialmente in corrispondenza di piogge intense, che causano l'appesantimento del sistema, e a causa di eccitazioni sismiche.
- Infiltrazione di percolato e conseguente inquinamento del terreno o falde acquifere esistenti:
il percolato è quel liquido che viene prodotto dalla decomposizione dei rifiuti organici e dall'infiltrazione di acqua piovana, se non appositamente captato, trattato e limitato potrebbe raggiungere terreni e sistemi acquiferi in profondità e quindi inquinarli.

In definitiva, si può affermare che rispetto ad una discarica sita in territori pianeggianti, quelle site in pendio devono avere una configurazione tale da drenare, impermeabilizzare e contenere le problematiche sopra indicate.

2.4 ANALISI DI STABILITÀ (METODI LEM E FEM)

2.4.1 Stabilità dei pendii

Quando il piano campagna non è orizzontale, come nel caso dei pendii naturali o di scarpate artificiali, le forze o le tensioni di taglio indotte dalle forze gravitazionali (per esempio la forza peso) tendono a muovere il terreno stesso verso il basso lungo potenziali superfici di scorrimento.

Si oppone a tale movimento la resistenza a taglio mobilitata lungo la superficie di scorrimento.

Alla gravità, possono aggiungersi altre cause di instabilità:

- 1) terremoti
- 2) oscillazioni di falda
- 3) forze di filtrazione
- 4) cicli dry-wet

Esistono analisi sia a breve termine per simulare condizioni non drenate che a lungo termine in cui si considera un comportamento drenato del mezzo poroso.

Ovviamente i corpi di frana reali sono tri-dimensionali, ma le analisi di stabilità si eseguono in genere in condizioni bi-dimensionali, tale approssimazione è quasi sempre a favore di sicurezza.

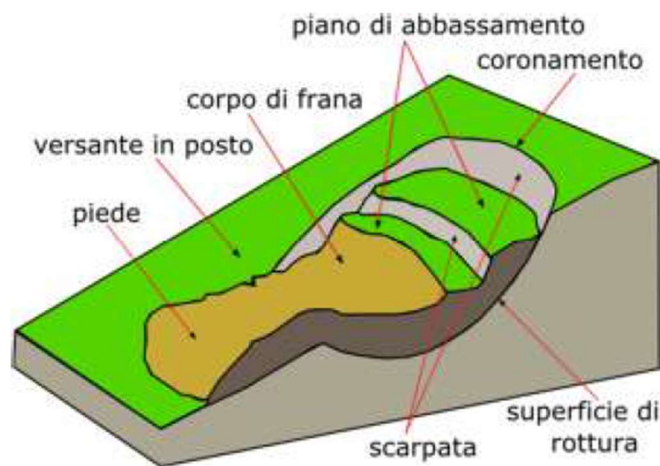


Figura 3-Schema di pendio instabile e sue parti componenti

METODI DI ANALISI FEM (Finite Elements Method)

I metodi di calcolo agli elementi finiti si basano sulla discretizzazione del pendio in elementi di geometria finita chiamati "mesh" ovvero in una maglia per la quale in ogni punto di intersezione o

“nodo” devono essere soddisfatte tutte le equazioni di equilibrio, la congruenza e il criterio di rottura assunto.

In questi metodi il Fattore di Sicurezza FS alla stabilità si ricava con la tecnica chiamata “phi-c reduction” o anche “strenght reduction”:

In tale processo, i parametri caratteristici di resistenza assegnata al terreno, quali la coesione c' e l'angolo di resistenza al taglio- $\tan\phi'$, vengono ridotti per un fattore SRF (Strenght Reduction Factor) via via crescente fino ad arrivare a rottura del materiale. In Figura 2 sono riportate le fasi relative a tale processo di riduzione, in particolare analizzando il grafico spostamento nodale-SRF si distinguono due valori caratteristici dell' SRF:

Un punto A (SRF_A) che segna l' inizio dell' instabilità (ci sono alcune zone in cui il terreno ha raggiunto la plasticizzazione).

Un punto B a cui corrisponde instabilità globale, e che si assume come fattore di sicurezza $SF = (SRF_B)$

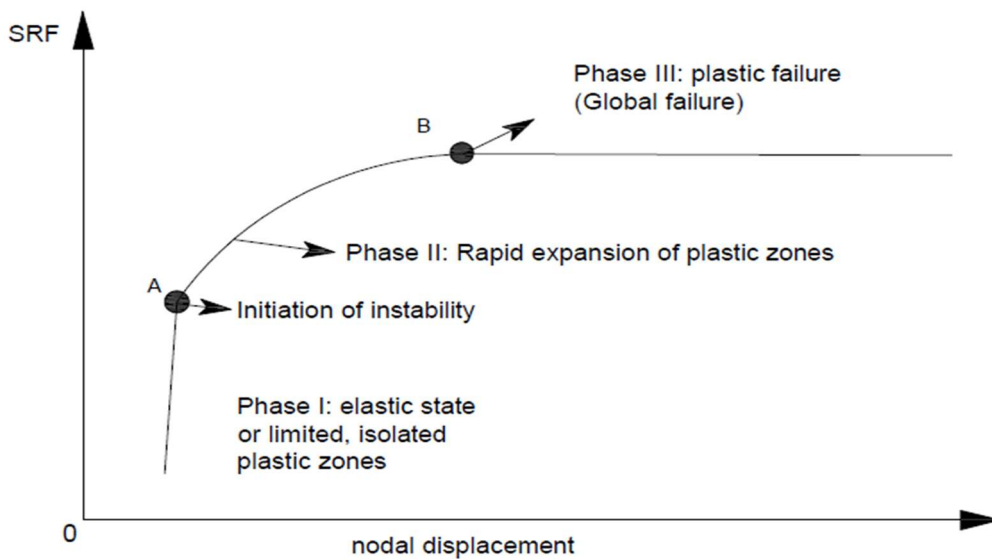


Figura 4-Schema delle fasi del processo Phi-c eduction

METODI DI ANALISI LEM (Metodi dell' Equilibrio Limite)

Nelle applicazioni di ingegneria, i problemi di stabilità delle opere geotecniche e dei pendii possono essere anche affrontati adoperando i metodi dell'equilibrio limite.

Accanto ai modelli semplificati quali il metodo del pendio indefinito e del cuneo, si collocano i cosiddetti “Metodi delle Strisce”, nei quali, l'ammasso di terreno potenzialmente instabile viene suddiviso in un numero finito di strisce verticali per ciascuna delle quali si esaminano le condizioni di equilibrio.

I primi due metodi diffusi nella pratica furono:

- 1) Il metodo delle strisce di Fellenius (1936)
- 2) Il metodo di Bishop modificato o semplificato (1955)

In questi due metodi le condizioni di equilibrio a rotazione e traslazione non sono soddisfatte simultaneamente e le superfici di scorrimento sono considerate circolari; in condizioni di sottosuolo relativamente omogenee questa scelta è giustificata in quanto l'esperienza mostra che si ottengono buone stime del coefficiente di sicurezza in condizioni di rottura imminente.

Di contro è più corretto utilizzare nelle simulazioni superfici di scorrimento non circolari nei casi in cui:

- a) Si è rinvenuta una superficie di scorrimento preesistente nel terreno, ed essa è non circolare
- b) La possibilità che si sviluppi una superficie di scorrimento circolare è inibita, ad esempio per la presenza di uno strato profondo di migliori caratteristiche meccaniche.

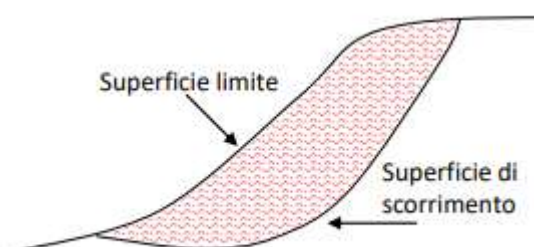


Figura 5- Schema pendio con potenziale superficie instabile

Il coefficiente di sicurezza viene in genere definito come il rapporto tra il valore medio della resistenza a taglio disponibile lungo la superficie di scorrimento e il valore medio della resistenza

mobilitata per garantire la stabilità, ovvero la componente del peso dell'ammasso parallela alla superficie di rottura.

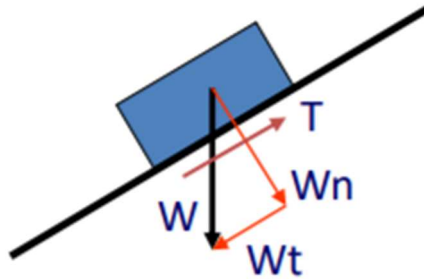


Figura 6- Forze elementari in gioco sulla stabilità di un concio di terreno in pendio

$W = \text{peso proprio}$

$W_t = \text{azione instabilizzante}$

$T = \text{forza resistente}$

$$FS = \frac{T}{W_t}$$

Un fattore di sicurezza pari a 1 descrive una condizione di equilibrio limite, valori inferiori a 1 indicano instabilità mentre valori superiori a 1 indicano condizioni stabili.

Metodo delle strisce

Per l'applicazione del metodo delle strisce (Schema in figura 7) è necessario però conoscere la distribuzione delle tensioni normali alla superficie di scorrimento in analisi.

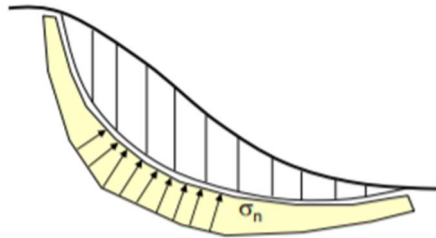


Figura 7- Schema pendio suddiviso in strisce

Tale metodo consente di superare le eventuali complessità topografiche e stratigrafiche dei pendii naturali e per la sua applicazione è necessario, una volta individuata una sezione per la simulazione, dividere il volume instabile in strisce. Ogni striscia a questo punto verrà studiata, ma, a meno di ipotesi o forze da trascurare, le incognite saranno molte e si avrà una forte indeterminatezza nei problemi da risolvere.

Considerando la massa instabile divisa in un numero N di strisce, le incognite sono pari a:

Incognite: $5n-2$

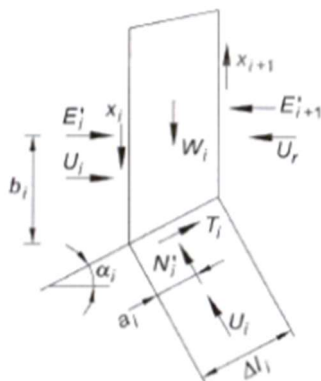


Figura 8- Forze in gioco per l'equilibrio di una singola striscia

in particolare:

- n componenti normali N_i

- n coordinate necessarie a definire il punto di applicazione delle N_i
- 1 coefficiente di sicurezza FS

Lungo le interfacce:

- $n-1$ componenti normali E_i
- $n-1$ componenti tangenziali X_i
- $n-1$ coordinate bi necessarie a definire il punto di applicazione delle E_i

Per un totale di $(5n-3)+1 = (5n-2)$ incognite.

D'altro canto, le Equazioni disponibili sono pari a: $3n$, in particolare:

- $2n$ equazioni di equilibrio alla traslazione,
- n equazioni di equilibrio alla rotazione.

Le incognite si riducono a $4n-2$ se la striscia è considerata sufficientemente piccola da poter considerare N_i applicato nel baricentro della base.

In ogni caso il numero di incognite supera il numero di equazioni disponibili, rendendo il problema indeterminato.

A questo punto vi sono vari metodi che, con opportune assunzioni a monte, puntano a compensare tale indeterminatezza. Tra questi metodi, si discutono nel seguito il metodo di Fellenius e quello di Bishop.

Sia il Metodo di Fellenius che il Metodo di Bishop considerano di svolgere un'analisi di stabilità a lungo termine e le rispettive soluzioni sono ottenute combinando:

- a) L'equilibrio a traslazione della striscia singola
- b) L'equilibrio a rotazione dell'intero ammasso compreso tra la superficie di scorrimento e la superficie topografica

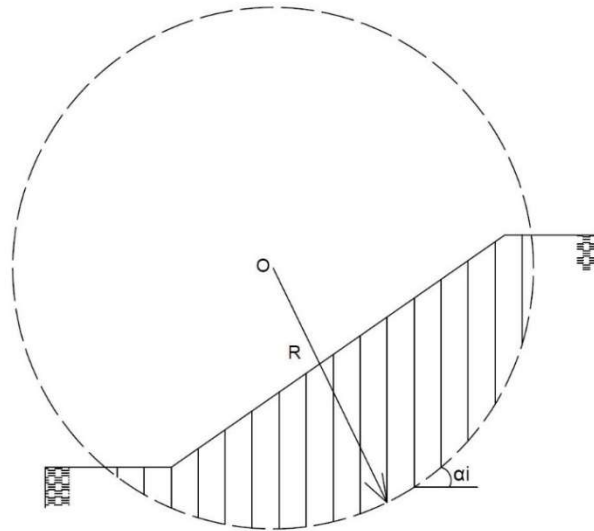


Figura 9- Superficie di scorrimento circolare

Il Metodo di Fellenius prevede di ignorare le forze di interfaccia, ipotizzando che queste ultime si elidano a vicenda.

Dalla condizione di equilibrio a traslazione della striscia i-esima in direzione ortogonale alla base si ha:

$$W_i \cos \alpha_i = N'_i + u_i l_i \quad \text{quindi:} \quad N'_i = W_i \cos \alpha_i - u_i l_i$$

Con:

- W_i = peso dell' i-esima striscia
- N_i = Forza normale alla base dell' i-esima striscia
- u_i = Pressione interstiziale alla base dell' i-esima striscia
- l_i = Larghezza dell' i-esima striscia
- α_i = inclinazione rispetto all' orizzontale dell i-esima striscia

Per definizione:

$$T_i = \frac{1}{FS} (c' l_i + N'_i \tan \varphi')$$

Mentre il peso di ogni singola striscia vale:

$$W_i = \gamma h_i b_i$$

La somma dei momenti ribaltanti per tutte le strisce vale quindi:

$$\sum W_i R \sin \alpha_i = R \sum W_i \sin \alpha_i$$

Mentre la somma dei momenti instabilizzanti è pari a:

$$\sum T_i R = \frac{R}{FS} \sum (c' l_i + N'_i \tan \varphi') = \frac{R}{FS} \sum (c' l_i + (W_i \cos \alpha_i - u_i l_i) \tan \varphi')$$

Per equilibrio si deve avere:

$$R \sum W_i \sin \alpha_i = \frac{R}{FS} \sum (c' l_i + (W_i \cos \alpha_i - u_i l_i) \tan \varphi')$$

Quindi il fattore di sicurezza coincide col rapporto:

$$FS = \frac{\sum (c' l_i + (W_i \cos \alpha_i - u_i l_i) \tan \varphi')}{\sum W_i \sin \alpha_i}$$

A causa dell'ipotesi semplificativa introdotta sulle forze di interfaccia, ovvero che siano nulle o quantomeno in equilibrio tra loro su ciascuna striscia, il Metodo di Fellenius può sottostimare il coefficiente di sicurezza di una quantità compresa tra il 5 e il 20%. Per questo è ritenuto il metodo più cautelativo (Clayton, J. Milititsky, R.I. Woods).

Nel Metodo di Bishop le forze di interfaccia non sono completamente ignorate, ne deriva che il metodo di Bishop è considerevolmente più accurato di quello di Fellenius.

$$T_i = \frac{1}{FS} (c' l_i + N'_i \tan \varphi')$$

Con:

- T_i = Resistenza al taglio dell' i-esima striscia
- N_i = Forza normale alla base dell'i-esima striscia
- c = Coesione alla base dell'i-esima striscia
- l_i = Larghezza dell'i-esima striscia
- φ' = Angolo di resistenza al taglio del terreno dell i-esima striscia

Per l'equilibrio di ciascuna striscia in direzione verticale si ha:

$$W_i + (X_i - X_{i+1} - N'_i \cos \alpha_i - u_i l_i \cos \alpha_i - T_i \sin \alpha_i) = 0, \text{ sostituendo } T_i:$$

$$W_i + \left(X_i - X_{i+1} - N'_i \cos \alpha_i - u_i l_i \cos \alpha_i - \frac{1}{FS} (c' l_i + N'_i \tan \varphi') \sin \alpha_i \right) = 0$$

Da cui è possibile ricavare lo sforzo normale efficace alla base di ogni singola striscia;

Dalla condizione di equilibrio a rotazione attorno ad O:

$$R \sum W_i \sin \alpha_i = \frac{R}{FS} \sum (c' l_i + N'_i \tan \varphi') \quad , \text{ da cui:}$$

$$FS = \frac{\sum (c' l_i + N'_i \tan \varphi')}{\sum W_i \sin \alpha_i}$$

Dato che al secondo membro è presente N'_i che è funzione di FS, la soluzione deve essere trovata per tentativi in modo iterativo.

Una volta trovata la soluzione e il valore di FS per quella determinata superficie di scorrimento, la procedura deve essere ripetuta considerando altre potenziali superfici di scorrimento per individuare la superficie di scorrimento alla quale corrisponde il minimo coefficiente di sicurezza. L'obiettivo è perseguito cambiando la posizione del centro della circonferenza O o considerando superfici con diverse profondità (corrispondenti a una definita maglia dei centri).

Nel Metodo di Bishop semplificato si ammette che sia $X_i - X_{i+1} = 0$

Il metodo di Morgenstern e Price (1965) tiene conto delle componenti normali e parallele alle superfici verticali delle forze di interfaccia all'interno dell'ammasso di terreno delimitato dalla superficie topografica e dalla superficie di scorrimento che può essere anche non circolare. Si tratta di un metodo esatto poiché considera tutte le forze agenti sulle strisce e risolve l'indeterminatezza del problema formulando ipotesi sulle leggi che legano le componenti verticali e orizzontali delle forze di interfaccia. A prima vista, il metodo sembra utilizzare un numero finito di strisce come gli altri metodi descritti in precedenza in realtà le strisce rappresentano un artificio per l'ammasso di terreno instabile in modo da assumere variazioni lineari di alcune grandezze all'interno di ciascuna striscia.

Per la complessità di calcolo, il metodo non si presta bene alla risoluzione manuale ma può essere programmato su calcolatori relativamente poco potenti. Le equazioni risolventi derivano in parte da considerazioni di equilibrio per una striscia verticale infinitamente sottile, dapprima si considera l'equilibrio alla rotazione della striscia infinitamente sottile attorno al centro della base e poi si

esaminano le condizioni di equilibrio alla traslazione in direzione normale e parallela alla base della striscia.

Una soluzione soddisfacente si ottiene quando l'integrazione produce forze di interfaccia nulle sull'ultima striscia e momenti nulli lungo la superficie di scorrimento. Il metodo, quindi, soddisfa simultaneamente le condizioni di equilibrio a traslazione e rotazione.

Un programma di analisi di stabilità basato sul metodo di Morgenstern e Price, in virtù di quanto sopra descritto, non solo deve definire la geometria del problema, i parametri del terreno e la suddivisione dell'ammasso in un numero finito di strisce, ma deve anche terminare la distribuzione della funzione $f(x)$ che lega le forze di interfaccia verticali e orizzontali X ed E lungo la massa instabile:

$$f(x) = \frac{1}{\lambda} \times \frac{X}{E}$$

In cui il coefficiente λ rappresenta la porzione di funzione considerata su ogni piano verticale all'interno dell'ammasso instabile. Il programma definisce la resistenza a taglio disponibile attraverso il coefficiente di sicurezza, FS, e come in altri metodi, si ammette che FS sia costante lungo tutta la superficie di scorrimento.

In alcuni casi la forma della funzione $f(x)$ può condizionare fortemente i risultati ed è quindi opportuno prendere in esame diverse distribuzioni. Queste potrebbero essere una porzione della funzione sinusoidale sul mezzo periodo (Figura 11) una distribuzione in cui $f(x)$ è proporzionale alla curvatura della superficie di scorrimento oppure una funzione costante. Nel secondo caso il metodo prende il nome di metodo di Spencer.

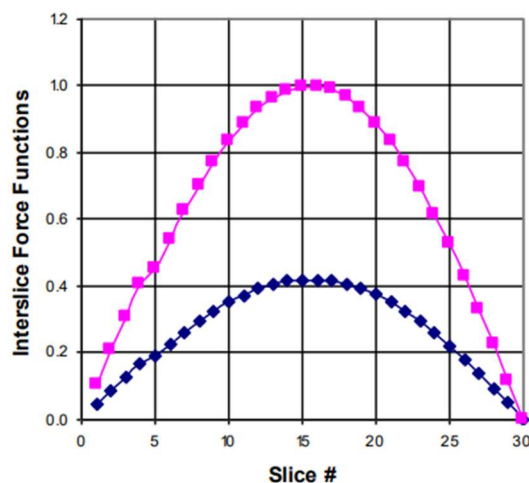


Figura 10 - Half sine function (in blu la traccia della funzione che considera il parametro λ)

2.5 STABILITA' DISCARICHE IN PENDIO

In Figura 11 sono schematizzati i meccanismi di rottura più comuni nel caso delle discariche controllate in pendio. In particolare, la superficie di scorrimento può essere contenuta all'interno del corpo rifiuti (Figura 11a), può coinvolgere il terreno di base (Figura 11b) o essere localizzata in corrispondenza delle interfacce della barriera composta di fondo (Figura 11c).

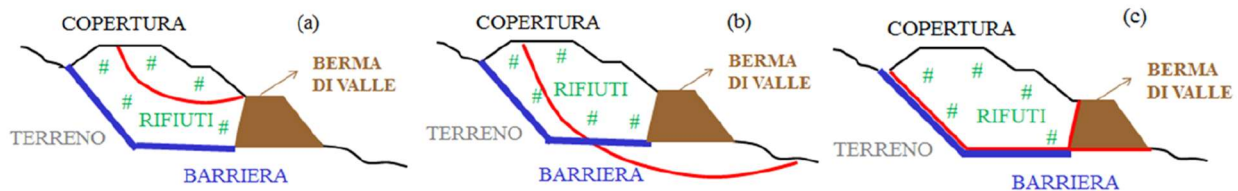


Figura 101- Varie modalità di rottura di una discarica in pendio

Con riferimento ad una ipotetica rottura localizzata nel corpo rifiuti è di fondamentale importanza conoscere i parametri di resistenza di questi ultimi. Alla caratterizzazione meccanica dei rifiuti, nell'ultimo ventennio, sono state dedicate molte ricerche basate su sperimentazioni di laboratorio, in sito e back-analyses. In ogni caso, la resistenza al taglio è fortemente dipendente dalla composizione del rifiuto e dai metodi di pretrattamento e costipamento adottati in fase di coltivazione.

Nel caso in cui la superficie di rottura sia interamente localizzata nel terreno di base o lo attraversi in parte (Figura 11 b)) i parametri di resistenza al taglio coinvolti sono anche quelli del terreno. Superfici di rottura più profonde sono indicative di un collasso del terreno di fondazione della discarica pur coinvolgendo spesso anche il sovrastante corpo rifiuti. Il terreno di base, in tali casi, non è idoneo a sopportare il peso dei rifiuti abbancati.

Infine, come schematizzato in Figura 11 c), la superficie di scorrimento può correre lungo il rivestimento di base della discarica, si può constatare che i maggiori problemi di instabilità si hanno tra il terreno e il materiale artificiale (ad esempio tra terreno compattato e geomembrana) o tra i vari materiali sintetici (ad esempio tra geomembrana e geotessile di protezione), cosa che non accade invece nelle barriere singole. È per questo motivo che nella progettazione di discariche in pendio va certamente considerata la possibilità di una rottura in corrispondenza dell'interfaccia dei rivestimenti di fondo.

Di seguito si riporta una figura rappresentativa del pacchetto caratteristico delle barriere composite:

INTERFACCE PIÙ CRITICHE

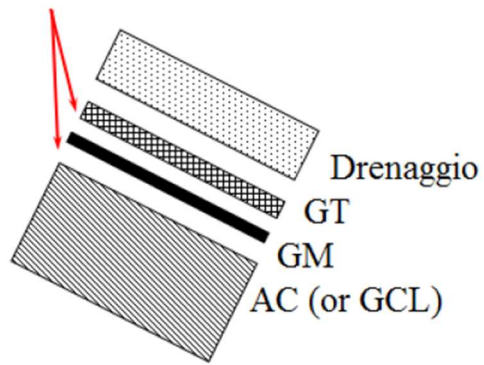


Figura 11- Pacchetto tipico di barriere composite

CAPITOLO 3

MATERIALI E METODI

3.1 IL SITO IN ESAME

La discarica RSU oggetto di questa tesi è ubicata in località contrada San Biagio in Comune di Fermo; le coordinate geografiche del sito sono: latitudine 43°,12122 N; longitudine: 13°,68003 E.

Per quanto riguarda la caratterizzazione geologica e geotecnica del sito in esame era disponibile la “Relazione Geologica e Geomorfologica” del Dott. Geologo Sergio Raccichini approvata con deliberazione della Giunta Regionale N. 2104 dell’agosto 1997 che risponde a quanto contenuto nel verbale della Conferenza dei Servizi svoltasi ad Ancona il 10 giugno 1997, integrando gli elaborati presentati nell’aprile 1997 riguardante il completamento del progetto di ampliamento.

3.1.1 GEOLOGIA E GEOLITOLOGIA

Dal punto di vista geologico i terreni dell’area esaminata appartengono ai depositi Plio-Pleistocenici marchigiani che costituiscono il riempimento del bacino periadriatico.

I tipi litologici prevalenti, presenti nell’area, sono rappresentati da argille ed argille siltose fittamente stratificate ed intervallate da livelli sabbiosi limosi di spessore variabile, ma generalmente ridotto. La stratificazione si presenta generalmente sub-orizzontale.

Per la ricostruzione della geologia di dettaglio sono stati realizzati diversi sondaggi e sono stati reperiti quelli eseguiti in precedenza nella stessa area. Sulla base di queste perforazioni risulta che l’area è caratterizzata dalla presenza di formazioni sedimentarie continentali e marine; oltre ai sondaggi già disponibili nel 1997 sono stati eseguiti ulteriore otto nuove perforazioni realizzate a secco fino ad una profondità massima di 15 m.

Sulla base delle osservazioni è stato possibile osservare che:

Il “Substrato Integro” si incontra ad una profondità che va da 0 m (affiorante) ad 8,00 m ed è costituito da argille marnose grigie compatte, sovraconsolidate, stratificate, con immersione verso Nord-Est.

Tali depositi sono coperti dal “Substrato Alterato” costituito anch’esso da argille marnose grigie e beige che risultano per lo più fratturate nella parte superficiale, mentre sono ben compatte in profondità, con uno spessore medio di 2/3 m.

La copertura è di tipo eluviale ed è costituita da limi sabbiosi argillosi e sabbia avana, con uno spessore medio di 5/6 m.

3.2 INDAGINI

3.2.1 SONDAGGI

I sondaggi hanno permesso l'estrazione e l'osservazione delle carote cilindriche di terreno utili per poter ricavare il profilo stratigrafico del sottosuolo e il prelievo di campioni indisturbati di terreno per poter successivamente eseguire i test in laboratorio. Per la realizzazione di fori a carotaggio continuo si usano i "carotieri", cioè una macchina usata per il prelevamento di campioni cilindrici costituita da un robusto albero posto in rotazione da un motore e terminante con un mandrino sul quale possono essere montate corone diamantate di vari diametri. I fori di sondaggio possono essere attrezzati con strumenti per l'esecuzione di misure, in alternativa è buona norma procedere alla loro occlusione con materiali di bassa permeabilità, infatti, potrebbero rappresentare percorsi preferenziali di inquinanti delle falde idriche. La perforazione può avvenire a "rotazione o a "percuSSIONE", e le tipologie principali di perforazione sono: a distruzione di nucleo e carotaggio continuo.

La perforazione a rotazione a distruzione di nucleo realizza fori di sondaggio nei quali poter eseguire le prove o installare dispositivi di misura in sito, e utilizza attrezzature di prove che però non permettono di portare il terreno in superficie indisturbato, spesso il trasporto in superficie del terreno disgregato avviene direttamente attraverso l'utilizzo di un fluido di raffreddamento che può essere aria o acqua, e il carotiere può essere semplice o doppio (Figura 13).

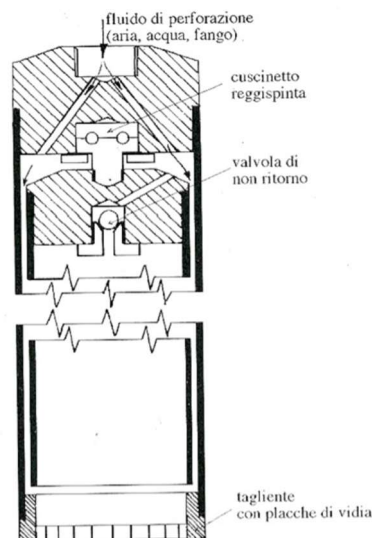


Fig. 4.3. Doppio carotiere

Figura 12- Parte terminale dell'attrezzo doppio carotiere



Figura 13- Punte tipicamente utilizzate per la disaggregazione del terreno

La seconda tipologia di perforazione citata, quella detta “a carotaggio continuo”, permette l’estrazione continua del materiale che risulta rimaneggiato sulla superficie laterale delle carote e serve per poter effettuare prove di resistenza o costruzione stratigrafiche o litologiche. La lunghezza standard è di circa un metro ma si possono comporre carotieri con lunghezza di svariati metri. Le carote estratte vengono depositate in apposite cassette catalogatrici che consentiranno una successiva osservazione.

Il carotaggio può essere di due tipi, a percussione, usata principalmente per i terreni a grana grossa (poco utilizzata al giorno d’oggi) e a rotazione.

Il metodo di carotaggio a rotazione consente il prelievo in continuo di carote di terreno, in particolare in terreni coesivi consistenti, scegliendo opportunamente tubo carotiere, corona, velocità di rotazione, spinta, portata e pressione del fluido di circolazione; mentre è difficile prelevare campioni di terreni granulari incoerenti o di terreni coesivi teneri.

L’indagine consiste nella perforazione fino a riempimento con il terreno del carotiere e la successiva estrazione in superficie. La profondità ed il diametro dei fori dipendono dalla potenza e dal tipo di macchinari impiegati. Per le indagini geotecniche si adottano diametri compresi tra 75 e 150 mm. Inoltre, in presenza di materiali a grana grossa (sabbia e ghiaie) o di terreni che non riescono a sostenere le pareti del foro si possono verificare franamenti e quindi perdita del foro perforato; Quindi, per eseguire il foro è spesso necessaria la circolazione di un fluido, che può essere acqua, fango bentonitico, aria compressa, immesso attraverso le aste se è a circolazione diretta, o lungo le pareti del foro stesso se è a circolazione inversa (Figura 16).

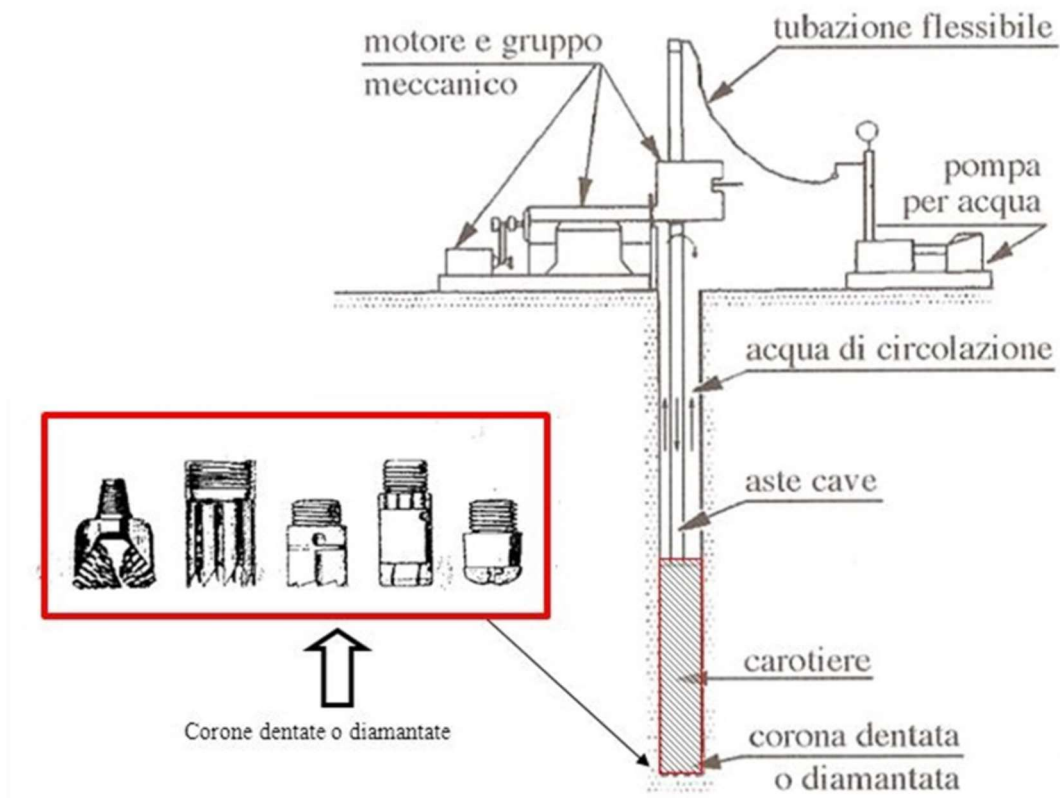


Figura 14-attrezzatura per sondaggi a carotaggio continuo

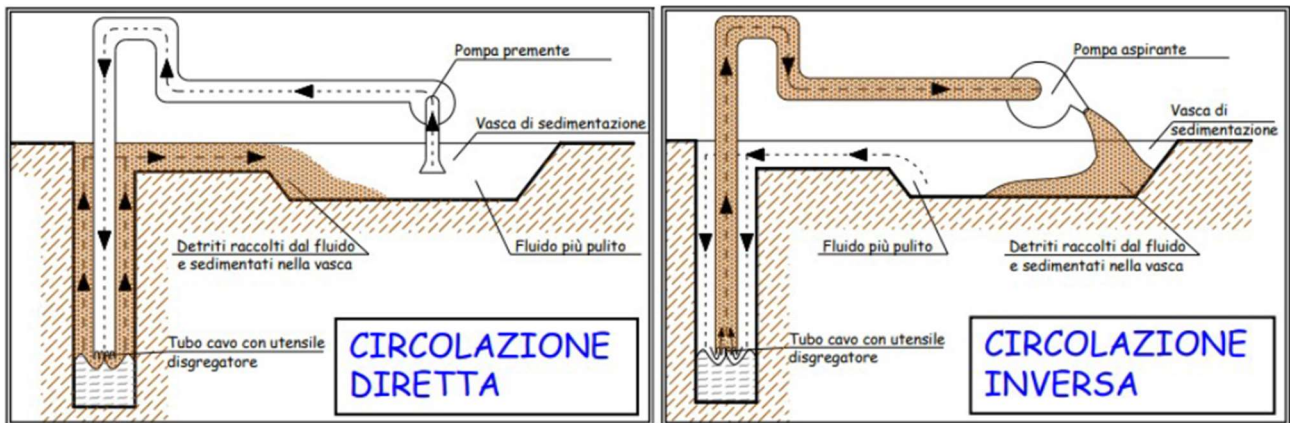


Figura 15- Principali modalità di circolazione del fluido lungo le pareti del foro

In Tabella 1 sono riassunti i sondaggi eseguiti per la ricostruzione della stratigrafia del sito in oggetto.

Tabella 1- Sondaggi eseguiti nell'area in esame

N	Denominazione Sondaggio	Massima Profondità indagata (m da p.c.)	Campioni indisturbati	Note
1	S9 83	9	/	
2	S10 83	8	/	
3	S1 90	6	/	Allestito con piezometro
4	S2 90	6	5.5-6.0	
5	S1 92	5	3.0-3.5	
6	S2 92	12	4.0-4.5/7.5-8.0	Prelievo di n.2 campioni
7	S1 96	14	/	
8	S2 96	12	/	
9	S3 96	24	/	
10	S4 96	25	/	
11	S5 96	12	/	
12	S1 97	12	/	Esecuzione Prova Penetrometrica
13	S2 97	15	/	Esecuzione Prova Penetrometrica
14	PZ3 97	9	/	Allestito con piezometro
15	S4 97	6	/	
16	S5 97	4	2.8-3.2	
17	PZ5 97	9	/	Allestito con piezometro
18	S6 97	4	3.0-3.4	
19	S7 97	4	3.5-3.8	

In figura 17 si riporta il dettaglio del sondaggio n2 del 1997 considerato, per collocazione planimetrica e come successione stratigrafica, maggiormente rappresentativo dei terreni dell'area in esame:

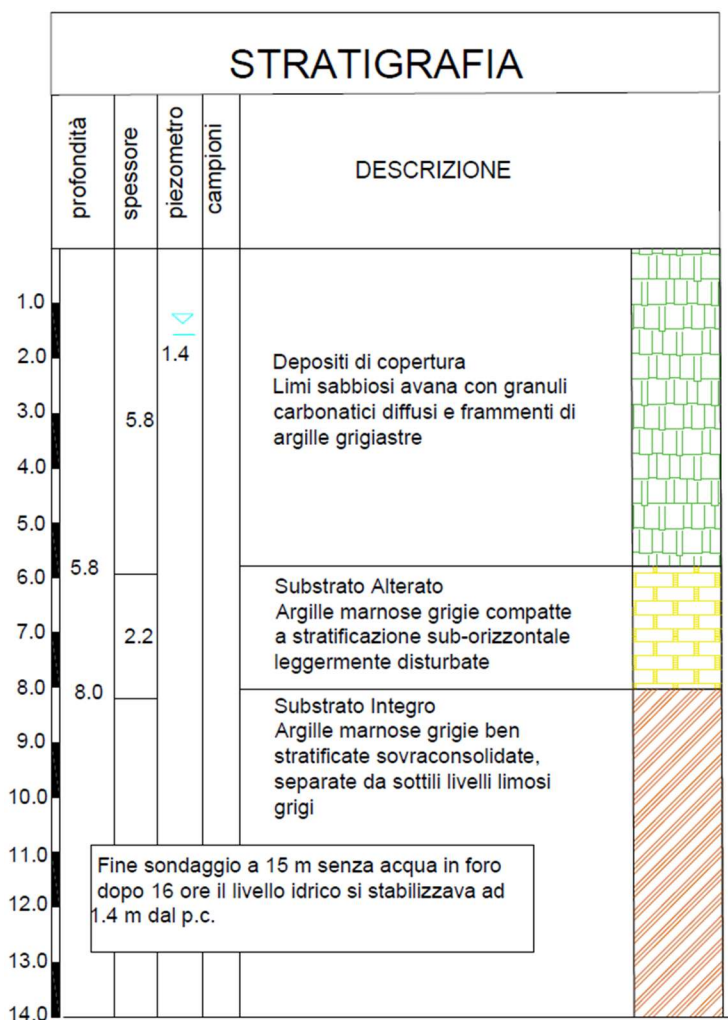


Figura 16- Stratigrafia rappresentativa del sito in esame

3.2.2 PROVE PENETROMETRICHE STATICHE

Tra i numerosi dispositivi utilizzabili in situ, il penetrometro statico a punta meccanica, (CPT), è uno degli strumenti più versatili per l'esplorazione del terreno. Questa prova, ideata in Svezia nel 1917, risulta essere molto vantaggiosa rispetto ai tradizionali metodi di indagine su campo, quali la perforazione e il campionamento, perché è veloce, ripetibile ed economica. Inoltre, la CPT permette un'identificazione stratigrafica indiretta, lungo una verticale, e la stima di molti parametri geotecnici di resistenza sia in terreni a grana fine che in terreni a grana grossa (ghiaie escluse).

Un sistema per l'esecuzione di prove CPT comprende i seguenti componenti (Figura 18):

- Una punta penetrometrica meccanica;
- un sistema di spinta idraulico completo di aste;
- un cavo o un dispositivo di trasmissione;
- un misuratore di profondità;
- un'unità di acquisizione dati.

La prova penetrometrica meccanica con punta conica viene eseguita infiggendo nel terreno, con velocità di penetrazione costante (20 mm/s, con una tolleranza di ± 5 mm/s, una punta meccanica (tipo Begemann), con l'ausilio di una batteria di aste di spinta.

Durante la prova, sarà possibile effettuare misurazioni discontinue (ogni 20 cm) della resistenza alla penetrazione della punta conica o resistenza alla punta (q_c), della resistenza totale alla penetrazione e/o dell'attrito laterale sul manicotto (f_s).

Le misurazioni vengono effettuate mediante l'utilizzo di sensori ubicati sul dispositivo.

L'estremità anteriore consiste in una punta conica di diametro 35,7 mm e con un angolo di apertura del cono di 60° .

Il contrasto necessario ad infiggere il penetrometro è di norma ottenuto col peso di un autocarro, eventualmente zavorrato, su cui è installata l'attrezzatura.

Si esercita una forza F_1 per far avanzare la punta di 40mm, conoscendo l'area della punta " A_p " (10 cm²) riusciamo a calcolare:

- $q_c = \frac{F_1}{A_p}$ q_c : resistenza alla punta

Si aggancia poi il manicotto di attrito che ha una superficie laterale $A_s = 150\text{cm}^2$. Si fa avanzare la punta per altri 40mm e si calcola la forza F_2 .

- $f_s = \frac{F_2 - F_1}{A_s}$ f_s : resistenza locale laterale

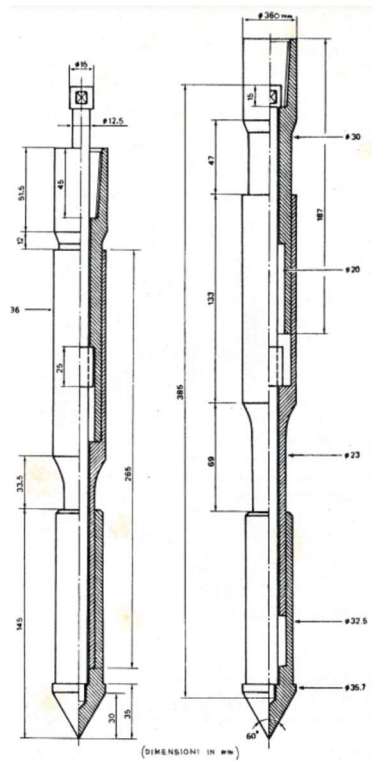


Figura 17- Schema in scala di una strumentazione CPT

Di seguito si riportano i risultati delle due prove penetrometriche eseguite rispettivamente nel sondaggio numero 1 e numero 2 del 1997, come precedentemente riportato in Tabella 1:

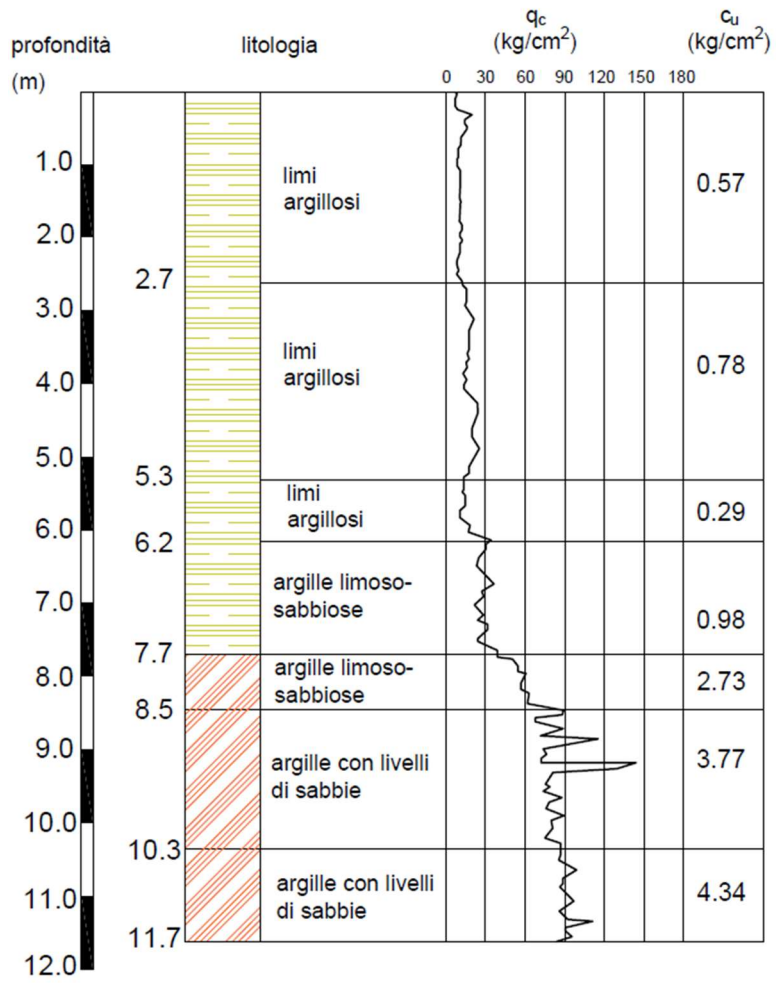


Figura 18- Risultati prova CPT n.1 del 1997

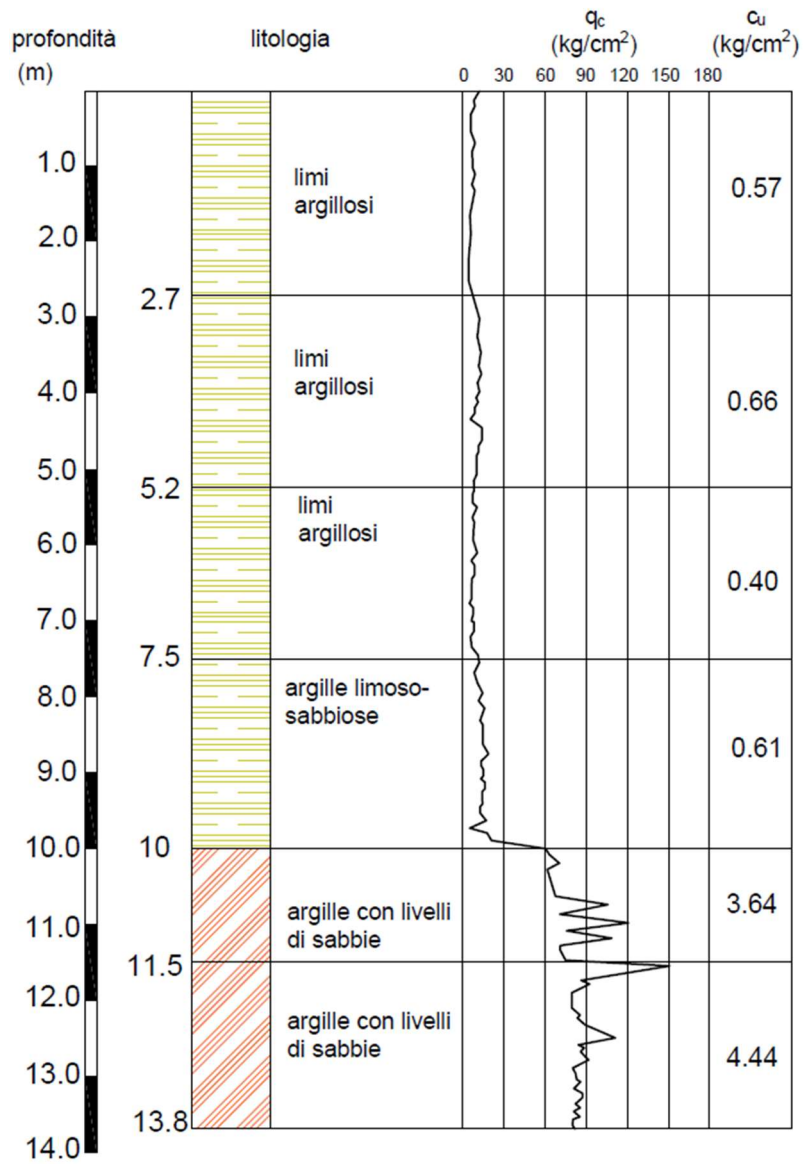


Figura 19- Risultati prova CPT n.2 del 1997

3.2.3 PROVE GEOTECNICHE DI LABORATORIO

Le prove geotecniche di laboratorio sono state eseguite sui diversi campioni indisturbati prelevati dai sondaggi geognostici elencati in Tabella 1.

In tabella 2 è riportata la lista dei campioni indisturbati prelevati con le relative quote di prelievo e lo strato di appartenenza.

Tabella 2- Lista dei campioni indisturbati suddivisi per sondaggi

SONDAGGIO	CAMPIONE n°	QUOTA (m da p.c.)	STRATO
S 2-90	1	-5.50/-6.00	Sub. alterato
S 1-92	1	-3.00/-3.50	Dep. copertura
S 2-92	1	-4.00/-4.50	Sub. alterato
S 2-92	2	-7.50/-8.00	Sub. alterato
S 5-97	1	-2.80/-3.20	Dep. copertura
S 6-97	2	-3.00/-3.40	Dep. copertura
S 7-97	3	-3.50/-3.80	Dep. copertura

Tra le prove di laboratorio eseguite sui campioni indisturbati, quelle di maggior interesse per lo studio in esame sono la prova Taglio Diretto e la Prova di Permeabilità di cui si riportano di seguito i risultati.

PROVA DI TAGLIO DIRETTO

La prova di taglio diretto viene svolta tramite l'apparecchio sviluppato da Collin nel 1846 e rappresenta la prima apparecchiatura introdotta per la determinazione sperimentale della resistenza al taglio delle terre.

L'apparecchiatura in figura 21 è sostanzialmente costituita da due parallelepipedi a sezione quadrata che possono traslare l'uno rispetto all'altro in direzione orizzontale. I provini, a sezione quadrata o circolare, hanno di solito dimensioni laterali pari a 60 o 100 mm e altezza pari a 20 o 40 mm.

Nel caso di materiali a grana fine la prova può essere condotta su campioni indisturbati o ricostituiti in laboratorio; nel caso di materiali a grana grossa i campioni possono essere solo preparati artificialmente, con un grado di addensamento prefissato.

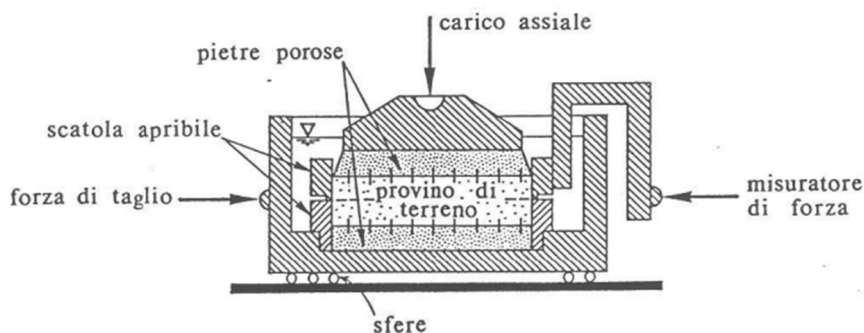


Figura 20- Schema di una apparecchiatura utilizzata per le prove di taglio

Attraverso la piastra superiore è possibile applicare un carico assiale centrato, che, grazie alla testa superiore, consente l'applicazione di tensione normale σ_n . L'applicazione dello sforzo di taglio τ si ottiene facendo scorrere a velocità costante e molto bassa la parte inferiore della scatola. La successione delle operazioni è la seguente:

- fase di consolidazione: si applica la tensione normale σ_n fino alla stabilizzazione dei cedimenti verticali;
- fase di rottura: si fanno scorrere reciprocamente le due parti della scatola e si misura lo sforzo di taglio τ ; la velocità di scorrimento viene scelta in funzione della permeabilità del terreno, in modo da avere sempre condizioni drenate durante il corso della prova.

Nella fase di rottura della prova si misura la forza di taglio T e gli spostamenti relativi tra i due telai verticali e orizzontali. Poiché l'apparecchiatura non consente di controllare le condizioni di drenaggio né di misurare la pressione interstiziale la prova deve essere condotta in maniera tale da garantire a priori le condizioni drenate. A tale proposito esistono indicazioni che suggeriscono come ordine di grandezza della velocità di prova da adottare i seguenti valori: 0,001 mm al minuto, nel caso di prove su campioni di argilla 0,01 mm al minuto nel caso di campioni di limo, 1 mm al minuto nel caso di prove su sabbie.

Poiché le uniche componenti di sforzo note sono costituite da tensione assiale e da tensione tangenziale agenti sul piano orizzontale lo stato di sforzo non è completamente determinato in questo tipo di prova.

Non è pertanto possibile costruire il cerchio di Mohr, né definire i percorsi di carico, e per interpretare i risultati della prova si riportano direttamente sul piano di Mohr i valori della tensione tangenziale a rottura in funzione della tensione normale efficace applicata. Le coppie di punti (σ', τ_{max}) così

individuate appartengono certamente al luogo di punti a rottura e permettono quindi di definire graficamente, per interpolazione, l'involuppo di rottura.

Nel caso in esame sono state eseguite prove di taglio diretto su campioni indisturbati prelevati nei diversi strati identificati. Tali prove hanno fornito i parametri di resistenza al taglio, coesione, c' e angolo di resistenza al taglio ϕ' , riepilogati in Tabella 3.

I dettagli delle prove eseguite sono riportati in Appendice 1.

Tabella 3- Dati riguardanti le prove di taglio eseguite

n. prova	Sondaggio di provenienza	Profondità di prelievo	Strato di prelievo	Range σ_v applicato	c' (kPa)	ϕ' (°)
1	S2-90	-5.20/-5.60	Sub. alterato	0.13-1.23	35	25.1
2	S1-92	-3.00/-3.50	Dep. copertura	/	/	/
3	S2-92	-4.00/-4.50	Sub. alterato	0.5-2.0	24	26.76
4	S2-92	-7.50/-8.00	Sub. alterato	0.5-2.0	52	25.02
5	S5-97	-2.80/-3.20	Dep. copertura	1.0-3.0	16	26.76
6	S6-97	-3.00/-3.40	Dep. copertura	1.0-3.0	8	26.37
7	S7-97	-3.00/-3.40	Dep. copertura	/	/	/

3.2.4 PROVE DI PERMEABILITA'

Attraverso le prove di permeabilità si misura l'attitudine di un mezzo poroso ad essere attraversato dall'acqua. Le prove di permeabilità possono essere eseguite in laboratorio, su campioni indisturbati o in sito.

PROVE A CARICO VARIABILE (in laboratorio)

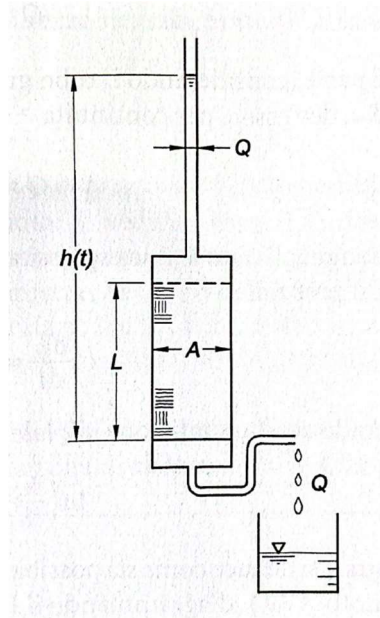


Figura 21- Schema di una prova di carico variabile

Le prove di permeabilità a carico variabile si prestano bene alla determinazione della permeabilità dei materiali a grana fine sia perché i volumi di acqua che filtrano sono esigui sia perché i fenomeni di evaporazione non sono più trascurabili a causa dei lunghi tempi necessari alla raccolta di una sufficiente quantità di acqua e tendono in questo caso a falsare le misure. Secondo lo schema mostrato in Figura... in questa prova si ha un tubo verticale graduato di piccolo diametro inizialmente riempito fino a un'altezza h_0 .

Con il trascorrere del tempo il livello dell'acqua in tale tubo si abbassa progressivamente, si riduce quindi la differenza di carico idraulico tra l'estremità del campione e, conseguentemente, il moto di filtrazione avviene in regime transitorio. Se a un dato istante di tempo t in corrispondenza dei quali la differenza di carico idraulico vale h la portata dell'acqua che filtra attraverso il campione è pari a Q , la legge di Darcy permette di scrivere:

$$Q = K \frac{h}{L} A$$

D'altra parte, considerando il tubo graduato avente area della sezione trasversale pari ad un valore noto a , deve essere per continuità:

$$Q = -a \frac{dh}{dt}$$

Per cui, uguagliando le due espressioni da portata, si ottiene una seguente equazione differenziale:

$$\frac{dh}{dt} = -K \frac{A h}{a L}$$

Integrando con la condizione iniziale $h=h_0$ e $t=0$ si ottiene la soluzione:

$$\ln\left(\frac{h_0}{h}\right) = K \frac{A}{a} L t$$

Dalla quale si deduce la permeabilità, k .

Nella documentazione consultata era disponibile una prova di permeabilità a carico variabile nel campione prelevato sondaggio n1 del 1997. Di seguito si elencano le condizioni di prova e la geometria del provino.

- Altezza del campione cm 2.00
- Sezione del permeametro cmq 20.00
- Sezione della buretta cmq: 0.70
- Temperatura °c: 20.0
- Pressione di contenimento Kg/cmq 0.07

Tabella 4- Risultati della prova di permeabilità eseguita in laboratorio

N provino	Tempo	Altezze		Permeabilità
	t	h1	h2	k
-	sec	cm	cm	cm/sec
1	64800	57.2	56.9	5.67*10-9
2	12600	56.5	56.4	9.83*10-9
3	88200	56.1	52.7	4.96*10-8

Da cui deriva un valore medio di permeabilità pari a 2.17E-08 cm/sec.

PROVE CON PERMEAMETRO DI TIPO BOUTWELL

La prova di permeabilità in sito mediante l'utilizzo di Permeametro di Boutwell (Normativa di riferimento: ASTM D6391) consente di determinare il valore di conducibilità idraulica verticale e orizzontale del terreno attraverso l'installazione di un dispositivo in sito.

La strumentazione, costituita essenzialmente da un cilindro di acciaio o di pvc, viene inserita in un foro, realizzato appositamente, sigillando l'intercapedine tra le pareti del permeametro e quelle del foro con bentonite, in modo da evitare la risalita d'acqua in superficie esternamente al tubo. Viene quindi condotta una prova a carico variabile (fase 1), con flusso prevalentemente verticale. Terminata la prima fase, il foro viene approfondito lasciandone scoperta anche lateralmente la parte inferiore e viene eseguita una seconda prova a carico variabile (fase 2). In questo caso l'infiltrazione è prevalentemente orizzontale.

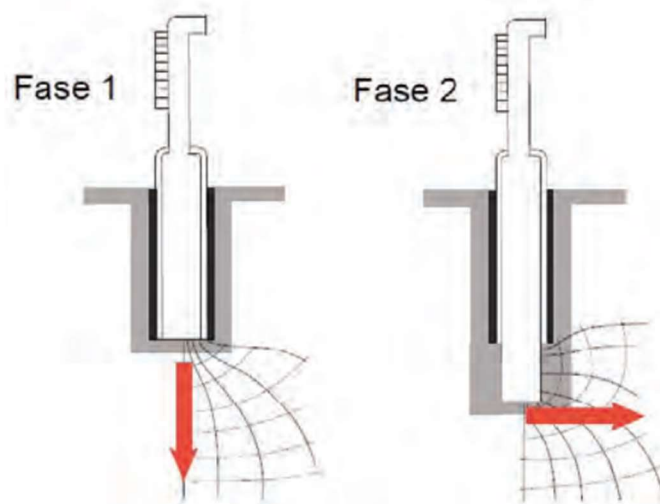


Figura 22- Schema delle diverse fasi della prova in sito tipo Boutwell

Nella documentazione consultata erano disponibili i risultati di due prove.

Prova n.1: i risultati sono rappresentati in figura 24 e in tabella 5.

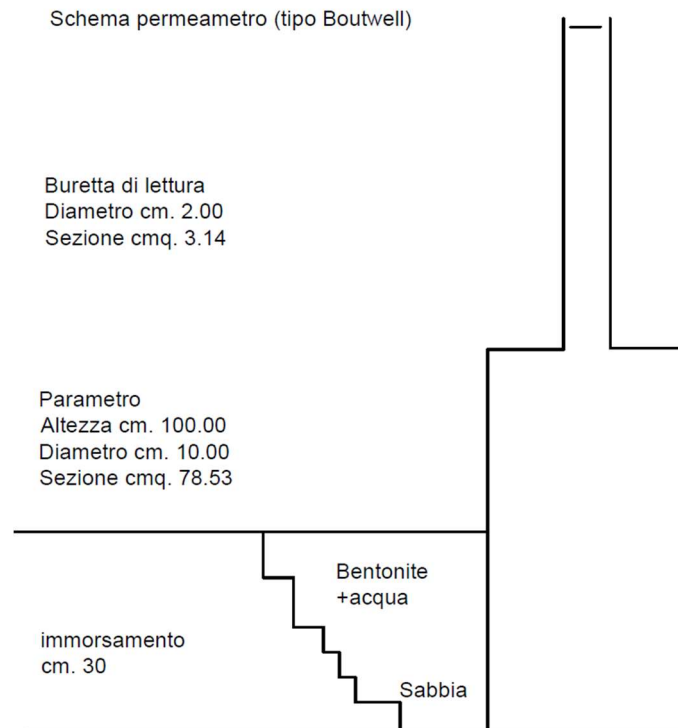


Figura 23- Schema prova n.1 di permeabilità tipo Boutwell

Tabella 5- Risultati prova n.1 con permeametro tipo Boutwell

Tempo	Altezze		Permeabilità verticale
	h_1	h_2	k
t	cm	cm	cm/sec
68400	87.4	80.7	$1.3 \cdot 10^{-7}$
170400	80.7	75.7	$4.2 \cdot 10^{-8}$
106800	75.7	74.6	$1.5 \cdot 10^{-8}$

Dai valori riportati in tabella deriva un valore medio di permeabilità pari a $1.9E-08$ cm/sec.

Il coefficiente di permeabilità verticale, k , è stato calcolato con la seguente formula (Hvorslev,1949):

$$k = \frac{\pi d^2}{11D[t_2 - t_1]} \ln \frac{h_1}{h_2}$$

Dove:

- d: Diametro buretta
- D: Diametro permeametro
- t_2-t_1 : Intervallo di tempo
- h_1 : altezza iniziale
- h_2 : altezza finale

Prova n. 2: i risultati sono rappresentati in figura 25 e in tabella 6.

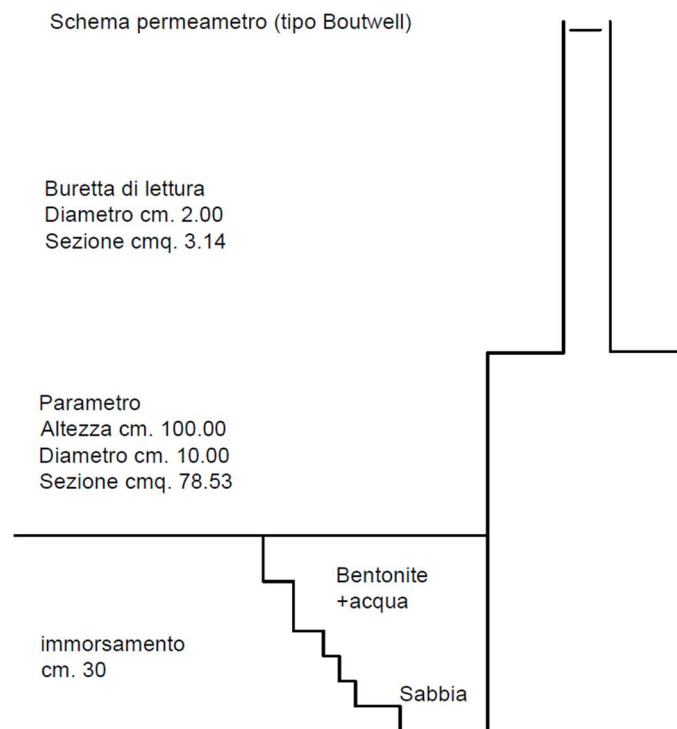


Figura 24- Schema prova n.2 di permeabilità tipo Boutwell

Tabella 6- Risultati prova n.1 con permeametro tipo Boutwell

Tempo	Altezze		Permeabilità verticale
	h_1	h_2	k
sec	cm	cm	cm/sec
89100	82.6	80.7	$2.9 \cdot 10^{-8}$
84600	80.7	76.5	$7.2 \cdot 10^{-8}$
94500	76.5	75.6	$1.4 \cdot 10^{-8}$
79800	75.6	72.6	$5.8 \cdot 10^{-8}$

Da cui deriva un valore medio di permeabilità di $4.3E-08$ cm/sec. Alla luce di questi risultati stato assegnato al terreno il valore medio di permeabilità computato a partire dai risultati dai risultati delle tre prove disponibili, pari a $2.79E-08$ cm/sec.

3.3 PARAMETRI GEOTECNICI

I valori caratteristici dei parametri per la definizione del modello geotecnico (Tabella 8) sono stati scelti sulla base dei risultati delle prove di laboratorio e di quelle in sito, riepilogati in Tabella 7.

Tabella 7- Riepilogo parametri geotecnici derivanti dalle prove

Parametro	γ	c'	C_u	E_u	ϕ'
unità di misura	kN/m ³	kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²	(°)
Substrato Integro	20	20-30	400-500	>20000	25-28
Substrato Alterato	20	10-20	200-300	12000-15000	24-28
Depositi di copertura	19	10	20-50	-	28-30

Per ciò che concerne, invece, la modellazione dei rifiuti i parametri sono stati scelti sulla base di dati di letteratura non avendo a disposizione risultati di prove direttamente eseguite sui materiali, avendo cura di compiere scelte a favore di sicurezza. La trattazione di tali risultati è riportata nel seguito.

Nella Tabella 8 sono riepilogati i valori dei parametri caratteristici selezionati per i cluster dei terreni e dei rifiuti:

Tabella 8- Riepilogo parametri geotecnici scelti per le simulazioni

STRATO	colore nella simulazione	Y_{unsat} (kN/m ³)	Y_{sat} (kN/m ³)	E (kN/m ²)	ν (-)	K_x (cm/sec)	K_y (cm/sec)	c' (kN/m ²)	ϕ' (°)	Ψ (°)
BEDROCK		20	20	5000	0.3	2,79*10-8	2,79*10-8	20	28	0
aged WASTE		13	13	4000	0.3	8.64E-03	8.64E-03	15	33	0
fresh WASTE		11	11	4000	0.3	8.64E-03	8.64E-03	10	33	

Per quanto riguarda i parametri caratteristici utilizzati per gli strati di rifiuti, essi derivano da dati di letteratura e, in particolar modo, si è fatto riferimento ai risultati derivanti dalla pubblicazione “Waste Management 29 (2009) intitolata “Aging and compressibility of municipal solid wastes” degli autori Chen, Wei e Ke per quanto riguarda i pesi di volume e “Waste Management 68 (2017) intitolata “Mechanical characterization of municipal solid waste from two waste dumps at Delhi” degli autori Ramaiah, Ramana e Datta per quanto riguarda la coesione e gli angoli di resistenza al taglio. I relativi dati, in forma grafica, sono riportati nelle Figure 26 e 27 e nella Tabella 9.

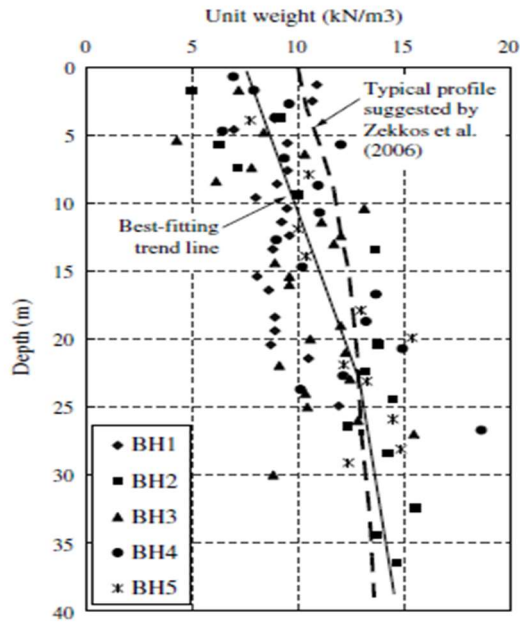


Figura 25- Variazione del peso di volume dei rifiuti al variare della profondità (Chen et al, 2009)

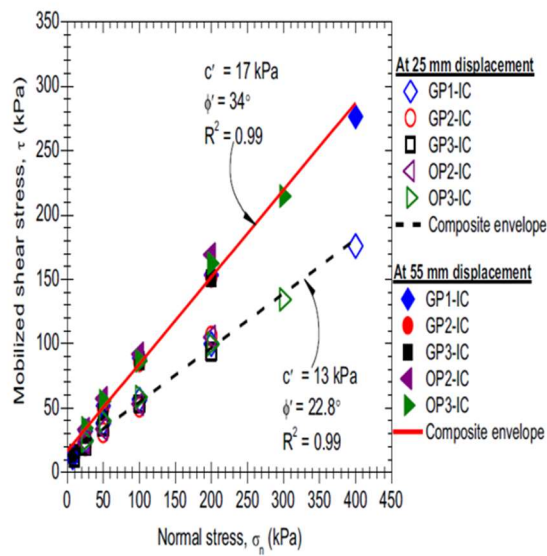


Figura 26-Inviluppi di resistenza al taglio per RSU in funzione di uno spostamento orizzontale di 25 e 55 mm

Tabella 9- Parametri di coesione e angolo di resistenza al taglio ai due diversi spostamenti considerati nella ricerca

At 25 mm displacement		At 55 mm displacement	
c' (kPa)	ϕ' (°)	c' (kPa)	ϕ' (°)
14.5	22.2	16.6	33.4
6.2	26.0	14.4	34.6
10.0	23.0	11.1	35.4
27.5	27.1	28.8	40.4
20.7	25.8	22.7	38.5
9.9	25.1	16.2	37.4
18.5	21.5	21.3	33.5
0	31.0	0	39.1
0	33.0	0	40.1
0	32.7	0	41.3
0	30.8	0	38.8

3.4 MODELLAZIONE LEM E FEM

Le analisi di stabilità sono state condotte definendo lo stesso modello geotecnico sia attraverso un programma ad elementi finiti, nello specifico “Plaxis 2D v.8.6”, sia attraverso un programma basato sui metodi dell’equilibrio limite e nello specifico il software “GeoStudio 2016” di Geo-Slope-Student license.

PLAXIS 2D v.8.6

PLAXIS è un codice di calcolo agli elementi finiti utilizzabile per eseguire analisi di stabilità e di deformazione nell’ambito di molteplici applicazioni geotecniche. Il programma permette di simulare situazioni reali riconducibili a condizioni di deformazione piane (plane strain). Esso fa uso di una semplice interfaccia grafica che consente all’utente di costruire rapidamente un modello geometrico e di generare un reticolo di elementi finiti (mesh), a partire da una sezione trasversale verticale rappresentativa della situazione considerata.

Un modello in stato piano di deformazione può essere adoperato nel caso in cui la geometria sia riconducibile ad una sezione trasversale (nel piano x, y) che si ripete, unitamente ad i carichi su di essa applicati, in modo (più o meno) uniforme nella direzione ad essa normale (direzione z) per una lunghezza significativa. Spostamenti e deformazioni nella direzione z sono assunti nulli.

L’interfaccia utente si compone di quattro sottoprogrammi:

- Input
- Calculations
- Output
- Curves

Per effettuare un’analisi agli elementi finiti attraverso Plaxis, è necessario creare un modello geometrico, specificare le proprietà dei materiali ed imporre le condizioni al contorno. Ciò viene fatto nel sottoprogramma Input.

Per definire un modello agli elementi finiti, l’utente deve creare un modello geometrico bidimensionale nel piano x-y composto da punti, linee ed eventuali altri componenti. La generazione di un’adeguata mesh di elementi finiti e la generazione di proprietà e condizioni al contorno al livello di elemento è eseguita automaticamente dal generatore di mesh di Plaxis in base all’input del modello geometrico. La parte finale della procedura di input comporta la definizione delle condizioni iniziali attraverso la generazione delle pressioni neutre e delle tensioni efficaci iniziali.

Quando si crea un modello geometrico nel programma Input (Figura 28), prima si disegnano i contorni della geometria, poi si aggiungono gli strati di terreno, poi gli oggetti strutturali, poi gli strati corrispondenti alle fasi di costruzione, quindi le condizioni al contorno ed infine i carichi.

Il programma Input contiene tutti gli strumenti per creare e modificare un modello geometrico, per generare la corrispondente mesh agli elementi finiti e per generare le condizioni iniziali. La generazione delle condizioni iniziali viene effettuata in una modalità separata del programma Input (Initial conditions mode).

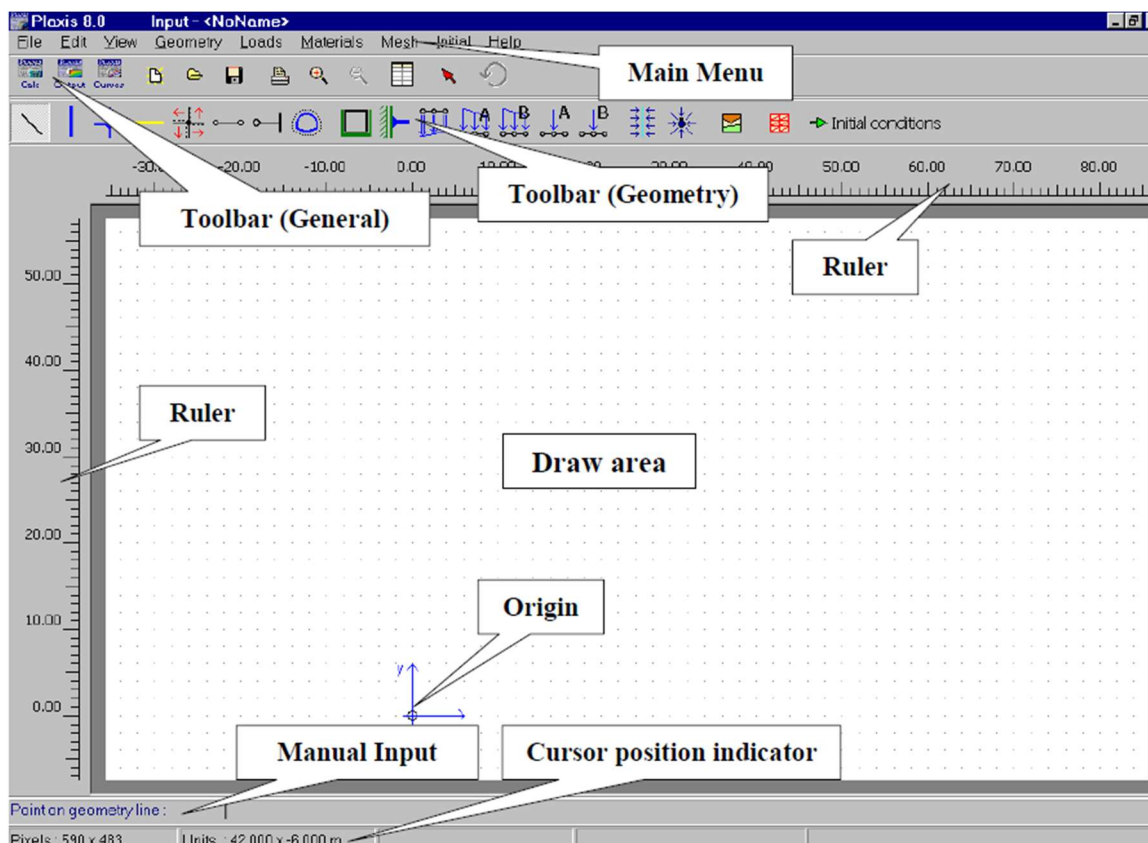


Figura 27- Schermata del sottoprogramma Input del Plaxis v.8.6

La prima operazione da fare quando si crea un progetto è quella di definire le impostazioni generali cosiddette “General Settings”, in cui bisogna specificare il nome del progetto, il tipo di maglia, le unità di misura (“Dimensions”), le proprietà della griglia e dello spazio di disegno.

Relativamente al problema di stabilità oggetto di studio, la geometria del “pendio artificiale” del corpo discarica è stata costruita selezionando, tra le diverse sezioni topografiche disponibili (sia longitudinali che trasversali) la sezione longitudinale centrale, che presentava una pendenza maggiore (Figura 29 e 30).

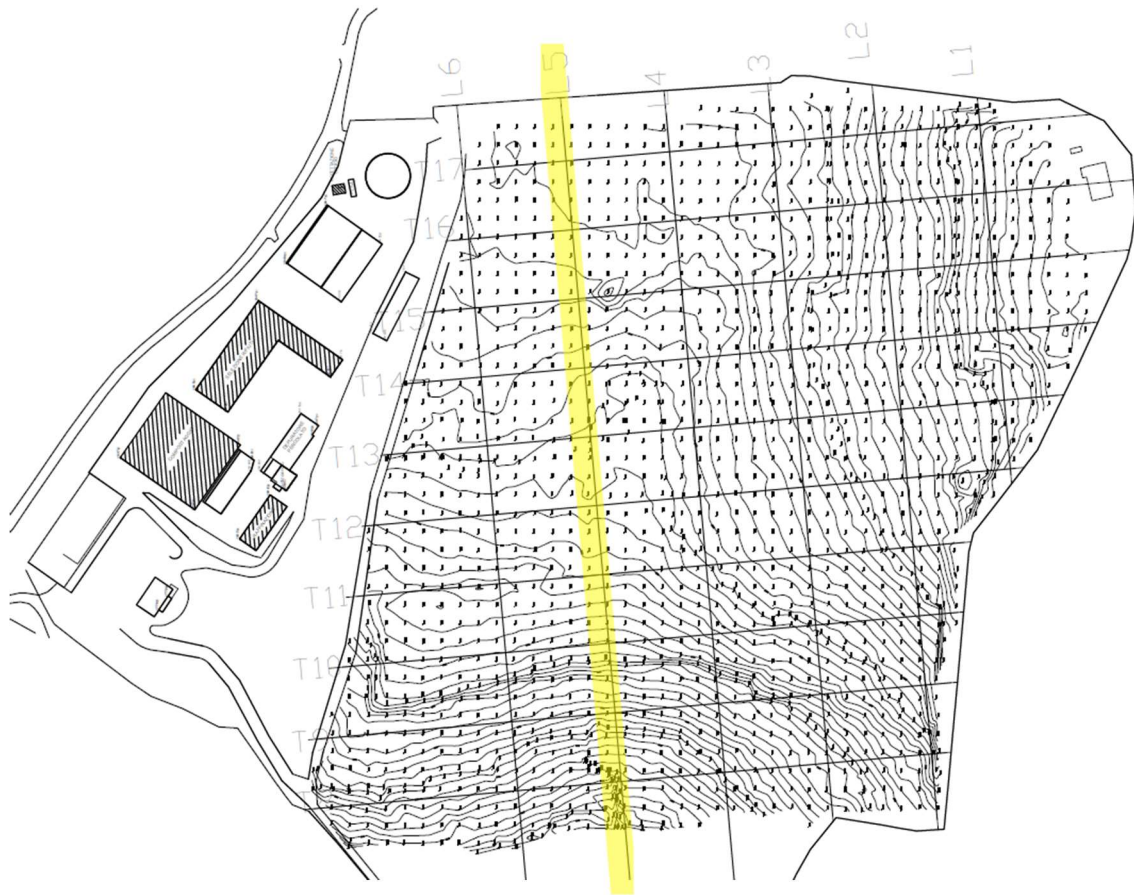


Figura 28- Planimetria sito in esame

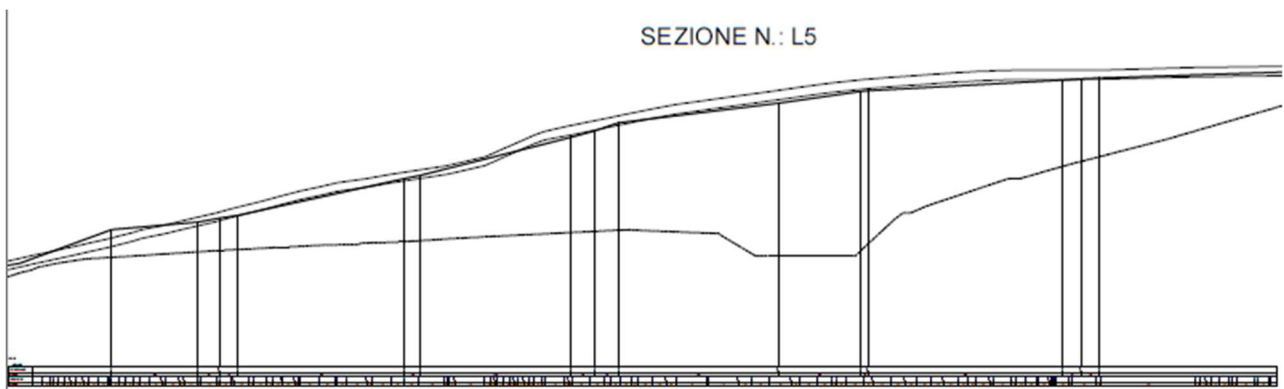


Figura 29- Sezione topografica considerata

Il passo successivo è stato quello di semplificare la geometria della sezione topografica di riferimento e inserirla nel modello Plaxis di Input.

In primo luogo, è stato definito il terreno di fondo del modello, il cluster corrispondente è stato denominato “Bed Rock” e sono stati scelti, a favore di sicurezza, i parametri geotecnici ricadenti nei range tipici del substrato alterato (vedasi Tabella 7).

Successivamente sono stati definiti i due cluster corrispondenti ai due strati di rifiuti denominati rispettivamente “Aged waste” e “Fresh waste” (quello soprastante), corrispondentemente alla tipologia di rifiuti presenti in vasca, di età di conferimento diversa.

Di seguito sono stati specificati i vincoli (fixities), in figura 31 rappresentati in verde, che delimitano il modello.

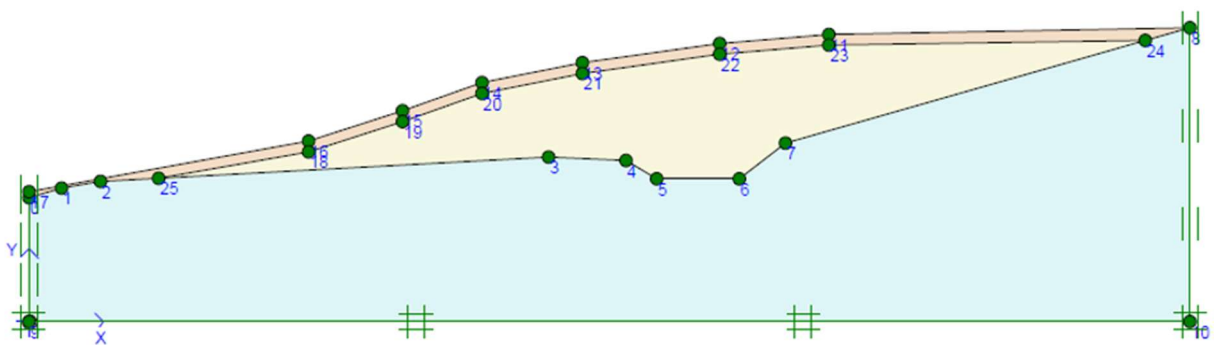


Figura 30- Modello geometrico e vincoli della sezione considerata

Successivamente sono stati definiti, per ogni strato, i parametri geotecnici inserendoli in tre sottosezioni denominate “General”, “Parameters” e “Interfaces”.

Il Plaxis necessita dei parametri di progetto dei vari materiali e non di quelli caratteristici poiché, essendo un software utilizzato a livello internazionale, non include i coefficienti parziali di riduzione tipici dell’approccio progettuale secondo la corrente normativa italiana (NTC 2023); quindi, i valori inseriti sono stati dapprima ridotti per tenere conto dei relativi coefficienti parziali da NTC.

In particolare, al capitolo 6.11 delle NTC “DISCARICHE CONTROLLATE DI RIFIUTI E DEPOSITI DI INERTI” troviamo criteri di progetto e verifica delle stesse.

Al punto 6.11.1.4 “VERIFICHE DI SICUREZZA” viene riportato quanto segue:

La stabilità del manufatto e dei terreni di fondazione deve essere valutata mediante specifiche analisi geotecniche, riferite alle diverse fasi della vita dell’opera. In particolare, deve essere verificata la stabilità e la deformabilità del fondo, per garantire nel tempo l’efficacia e la funzionalità del sistema di raccolta del percolato, la stabilità globale e la stabilità delle pareti laterali.

In particolare, nel caso di barriere composite, devono essere valutate le condizioni di stabilità lungo superfici di scorrimento che comprendano anche le interfacce tra i diversi materiali utilizzati. Nelle

verifiche che interessano il corpo della discarica, si devono attribuire ai materiali di rifiuto parametri che tengano conto della composizione del rifiuto medesimo.

Nello specifico, per l'analisi di stabilità, sono state considerate le indicazioni riguardanti le "opere di materiali sciolti e fronti di scavo" al paragrafo 6.8, verificando che non si raggiunga una condizione di stato limite ultimo con i valori di progetto delle azioni e dei parametri geotecnici.

Le verifiche devono essere eseguite secondo la Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.8.I rispettivamente per le azioni, per i materiali (parametri geotecnici) e per le resistenze.

Tabella 10- Coefficienti parziali per le azioni e per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_G)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(0)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

Tabella 11- Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	γ_φ	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

Tabella 12- Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo

COEFFICIENTE	R2
γ_R	1,1

In Figura 32 si riportano le schede dei vari materiali (cluster) usati nelle simulazioni.

Bed Rock

Material set Identification: <input type="text" value="Bed Rock"/> Material model: <input type="text" value="Mohr-Coulomb"/> Material type: <input type="text" value="Drained"/>	General properties γ_{unsat} : <input type="text" value="20.000"/> kN/m ³ γ_{sat} : <input type="text" value="20.000"/> kN/m ³	Stiffness E_{ref} : <input type="text" value="5000.000"/> kN/m ² ν (nu): <input type="text" value="0.300"/>	Strength c_{ref} : <input type="text" value="16.000"/> kN/m ² ϕ (phi): <input type="text" value="23.040"/> ° ψ (psi): <input type="text" value="0.000"/> °
Comments <input type="text"/>	Permeability k_x : <input type="text" value="2.410E-05"/> m/day k_y : <input type="text" value="2.410E-05"/> m/day	Alternatives G_{ref} : <input type="text" value="1923.077"/> kN/m ² E_{oed} : <input type="text" value="6731.000"/> kN/m ²	Velocities V_s : <input type="text" value="30.700"/> m/s V_p : <input type="text" value="57.430"/> m/s

Aged waste

Material set Identification: <input type="text" value="Aged Waste"/> Material model: <input type="text" value="Mohr-Coulomb"/> Material type: <input type="text" value="Drained"/>	General properties γ_{unsat} : <input type="text" value="13.000"/> kN/m ³ γ_{sat} : <input type="text" value="13.000"/> kN/m ³	Stiffness E_{ref} : <input type="text" value="4000.000"/> kN/m ² ν (nu): <input type="text" value="0.300"/>	Strength c_{ref} : <input type="text" value="12.000"/> kN/m ² ϕ (phi): <input type="text" value="27.500"/> ° ψ (psi): <input type="text" value="0.000"/> °
Comments <input type="text"/>	Permeability k_x : <input type="text" value="8.640E-03"/> m/day k_y : <input type="text" value="8.640E-03"/> m/day	Alternatives G_{ref} : <input type="text" value="1538.462"/> kN/m ² E_{oed} : <input type="text" value="5385.000"/> kN/m ²	Velocities V_s : <input type="text" value="34.060"/> m/s V_p : <input type="text" value="63.710"/> m/s

Fresh waste

Material set Identification: <input type="text" value="Fresh Waste"/> Material model: <input type="text" value="Mohr-Coulomb"/> Material type: <input type="text" value="Drained"/>	General properties γ_{unsat} : <input type="text" value="11.000"/> kN/m ³ γ_{sat} : <input type="text" value="11.000"/> kN/m ³	Stiffness E_{ref} : <input type="text" value="4000.000"/> kN/m ² ν (nu): <input type="text" value="0.300"/>	Strength c_{ref} : <input type="text" value="8.000"/> kN/m ² ϕ (phi): <input type="text" value="27.500"/> ° ψ (psi): <input type="text" value="0.000"/> °
Comments <input type="text"/>	Permeability k_x : <input type="text" value="8.640E-03"/> m/day k_y : <input type="text" value="8.640E-03"/> m/day	Alternatives G_{ref} : <input type="text" value="1538.462"/> kN/m ² E_{oed} : <input type="text" value="5385.000"/> kN/m ²	Velocities V_s : <input type="text" value="37.020"/> m/s V_p : <input type="text" value="69.260"/> m/s

Figura 31- Schede per la definizione dei parametri per i tre diversi cluster

Una volta definiti i parametri di progetto utili alle analisi, bisogna andare a generare la mesh con apposito comando.

PLAXIS consente una generazione completamente automatica di mesh agli elementi finiti. La generazione della mesh è basata su una robusta procedura di triangolazione, che dà luogo a meshes 'non strutturate'. Queste meshes possono apparire disordinate ma la prestazione numerica di questo tipo di meshes è di solito migliore rispetto alle meshes regolari ('strutturate'). La generazione della mesh si avvia cliccando il pulsante di generazione della mesh della barra degli strumenti o selezionando il comando Generate (Genera) dal sottomenu Mesh. La generazione viene anche attivata direttamente dal sottomenu Mesh dopo la selezione di un comando d'infittimento.

Dopo la generazione della mesh viene avviato il programma Output e viene mostrato un disegno della mesh. Sebbene gli elementi interfaccia abbiano uno spessore nullo, le interfacce nella mesh sono disegnate con un certo spessore in modo da mostrare il collegamento tra gli elementi di terreno ed interfacce.

Di seguito si riporta una figura esplicativa dell'output della maglia generata:

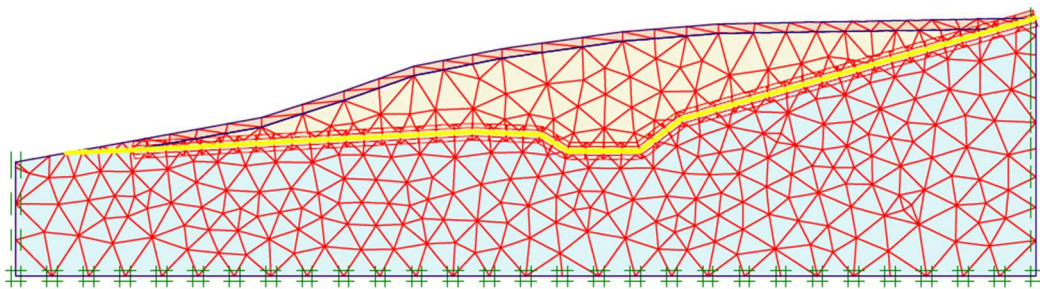


Figura 32- Rappresentazione della Mesh

GEOMEMBRANA

La modellazione dell'interfaccia tra Geomembrana e terreno di fondo è stata realizzata in due modi differenti:

- 1) Creazione di un nuovo strato di piccolo spessore tra Bed Rock e Aged waste a cui assegnare i parametri di resistenza ridotti, tipici delle interfacce dei rivestimenti.
- 2) Inserimento di un elemento "Geogrid" con apposito comando Plaxis, opportunamente abbinato alla riduzione dei parametri di interfaccia ottenibile con il parametro $R_{interface}$.

Caso 1)

Nel primo caso è stato disegnato un nuovo cluster di spessore 30 cm e assegnando una coesione pari a 1kPa e angolo di resistenza al taglio pari a 12° (Figura 34) , è opportuno precisare che non è stato possibile inserire un valore di coesione inferiore perché il programma non riusciva a simularlo.

Strength	
c_{ref} :	<input type="text" value="1.000"/> kN/m ²
φ (phi) :	<input type="text" value="9.650"/> °
ψ (psi) :	<input type="text" value="0.000"/> °

Figura 33- Parametri di progetto nuovo cluster

Caso 2)

Nel secondo caso, prima di creare la geomembrana, sono stati specificati i parametri di interfaccia e quindi l'interazione tra l'elemento artificiale e terreno con il comando "Interface";

L'area di influenza dell'interazione tra i due elementi è stata modellata mediante un opportuno valore del fattore di riduzione della resistenza all'interfaccia (R_{inter}). Questo fattore mette in relazione la resistenza all'interfaccia (attrito e adesione con l'elemento strutturale) con quella del terreno (angolo di resistenza a taglio e coesione). In particolare, agisce riducendo la coesione e la tangente dell'angolo di resistenza al taglio del terreno del fattore R_{inter} in una porzione a contatto con l'elemento artificiale. Ciascuna interfaccia ha uno 'spessore virtuale', che è una dimensione immaginaria utilizzata per definire le proprietà del materiale d'interfaccia.

Il fattore di riduzione della resistenza lato Bedrock è stato calcolato come segue:

$$R_{inter} = \frac{\tan \varphi_{GM}}{\tan \varphi_{BR}}$$

Dove φ_{GM} è l'angolo di resistenza al taglio che si vuole ottenere all'interfaccia con la geomembrana e φ_{BR} è l'angolo di resistenza al taglio assegnato precedentemente al cluster "Bed Rock".

Per ciò che riguarda il valore all'interfaccia con la geomembrana si è fatto riferimento allo studio di review condotto da Manassero et al. nel 2011. In particolare, per la prima simulazione, è stato scelto un valore cautelativo all'interno del range ammissibile per interazione della geomembrana liscia con terreni argillosi; facendo quindi riferimento alla seconda riga della Tabella 13.

Tabella 13- Risultati dell'interazione tra geomembrane e diversi terreni secondo uno studio condotto da Manassero et al.,2011

INTERFACCIA	ANGOLO DI RESISTENZA AL TAGLIO φ [°]
Geomembrana HDPE – Sabbia	15÷28
Geomembrana HDPE – Argilla	5÷29
Geotessile – Sabbia	22÷44
Geocomposito bentonitico - Sabbia	20÷25
Geocomposito bentonitico - Argilla	14÷16
Geomembrana HDPE a.m. – Ghiaia sferoidale (Pea gravel)	20÷25
Geomembrana HDPE a.m. – Sabbia	30÷45
Geomembrana HDPE a.m. – Argilla compattata	7÷35 ($c' = 20+30$ kPa)
Geotessile - Argilla	15÷33

I fattori che influenzano la resistenza a taglio delle interfacce delle barriere composite si possono suddividere in fattori ambientali, come presenza di percolato, temperatura e umidità, e fattori intrinseci, quali i materiali e la natura delle superfici a contatto.

In particolare, a seguito di studi eseguiti presso l'Università Politecnica delle Marche su GM sottoposte ad invecchiamento (ageing) in percolato, è stato possibile concludere che tale eventualità incrementa significativamente sia la resistenza al taglio di picco, sia quella di post-picco all'interfaccia GM-GT e quindi l'uso di parametri di resistenza a taglio determinati per geosintetici non invecchiati in percolato fornisce una stima a favore di sicurezza.

La temperatura è uno dei fattori chiave di cui tener conto nello studio della stabilità: in discarica, infatti, si possono raggiungere temperature oltre i 70°C e la temperatura può influenzare sia il contenuto d'acqua dell'AC, sia le proprietà della GM. Studi sperimentali condotti attraverso prove di taglio con apparecchiatura a temperatura controllata su interfacce GT-GM liscia e GM liscia-AC hanno permesso di osservare che la resistenza a taglio post-picco di interfacce GT-GM a temperature inferiori a 5°C è significativamente diversa (superiore) da quella che si determina a temperatura ambiente e che, a temperature superiori a 25°C, non si apprezzano differenze nei valori dell'angolo di resistenza a taglio. La resistenza all'interfaccia GMliscia-AC decresce all'aumentare della temperatura, rendendo questo uno degli aspetti critici per la stabilità delle discariche.

Con riferimento all'utilizzo dei GCL ed alla loro resistenza interna, l'uso di GCL rinforzati (cuciti o agugliati) garantisce elevati valori di resistenza a taglio; a parità di confinamento verticale, i valori di picco sono pari ad almeno il doppio di quelli relativi al GCL non rinforzato. L'accoppiamento del GCL va eseguito con GM ruvida, pena la perdita, a causa della debolezza all'interfaccia, dei benefici dell'utilizzo di un GCL rinforzato.

Prove di resistenza a taglio all'interfaccia GT/GM/GCL in grande scala, eseguite in sito, hanno fornito risultati confrontabili con quelli ottenuti in laboratorio e questi ultimi, in generale, risultano essere anche più cautelativi (Pasqualini,2016).

Il fattore di riduzione utilizzato per modellare l'interfaccia con il terreno di imposta della discarica è mostrato in Figura 35.

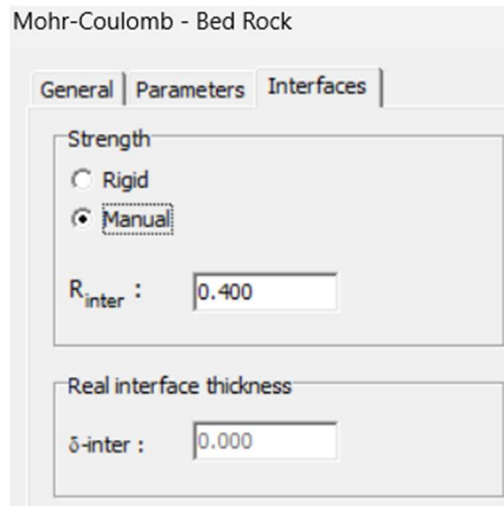


Figura 34- Definizione del fattore di riduzione delle resistenze lato Bedrock

Il fattore di riduzione della resistenza lato Aged waste è stato calcolato secondo la formula seguente:

$$R_{inter} = \frac{\tan \varphi_{GM}}{\tan \varphi_{AW}}$$

Dove φ_{GM} è l'angolo di resistenza al taglio dell'interfaccia con la geomembrana desiderato, anche in questo caso pari a 12° , e φ_{AW} è l'angolo di resistenza al taglio precedentemente assegnato al cluster "Aged waste".

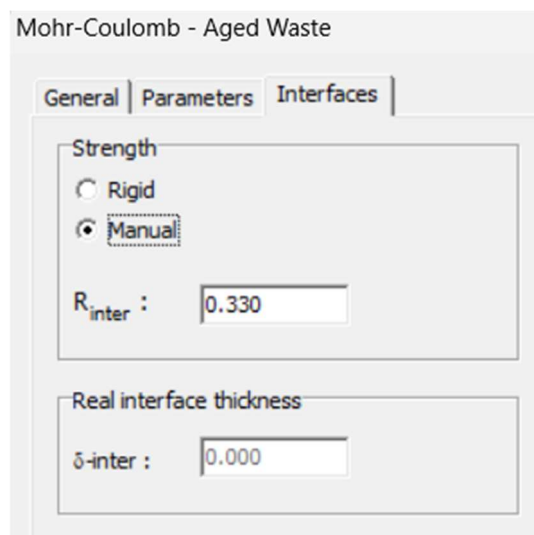


Figura 35- Definizione del fattore di riduzione delle resistenze lato Aged waste

È importante sottolineare che nel calcolare i fattori R_{inter} si è tenuto conto sempre del fattore parziale di riduzione dei parametri geotecnici suggerito nelle NTC 2023.

Una volta definiti questi due valori del fattore R_{inter} si è andati a generare la geomembrana tra i due strati attraverso il comando "Geogrids". L'elemento inserito viene rappresentato graficamente tramite

una linea gialla collocata come in Figura 37, nella stessa figura si può osservare la presenza delle interfacce superiore e inferiore, indicate con i due segni + e -.

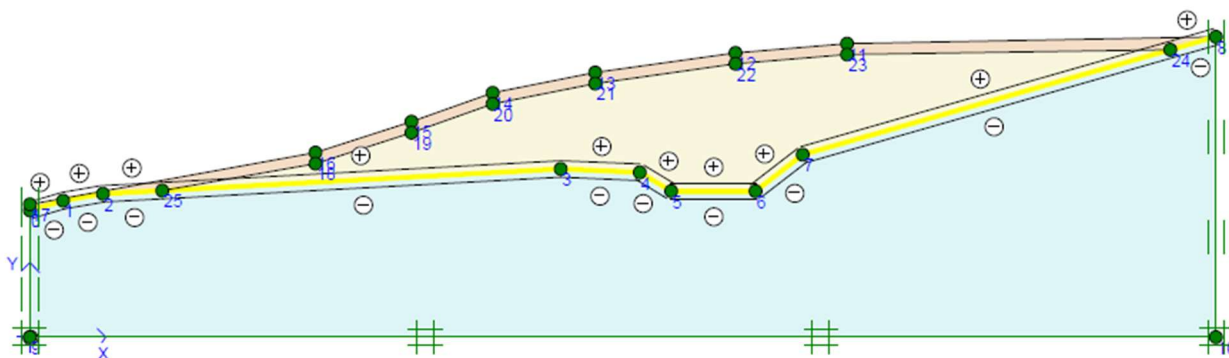


Figura 36- Rappresentazione dell'elemento Geogrid

Le Geogrids (elementi per modellare la presenza di Geosintetici, frequentemente Geogriglie o Geomembrane) sono strutture sottili con una rigidità normale ma senza alcuna rigidità flessionale. Le geogriglie possono sopportare forze di trazione ma nessuna forza di compressione. Questi elementi sono generalmente utilizzati per modellare rinforzi artificiali tipicamente in materiale plastico, nel terreno.

Tali elementi possono essere selezionati con il comando Geogrids dal sottomenu Geometry o cliccando il pulsante corrispondente sulla barra degli strumenti.

L'unica proprietà di una geogriglia è la rigidità normale (assiale) EA, che può essere specificata nell'archivio dei materiali (Figura 38).

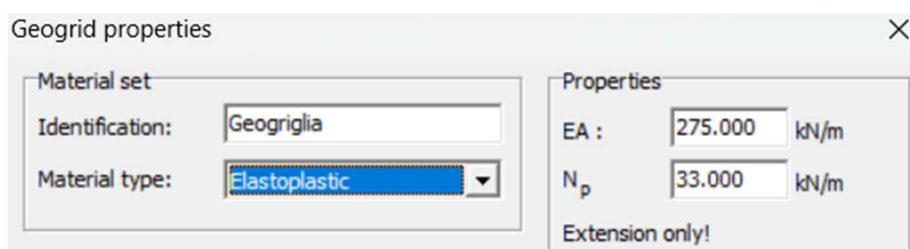


Figura 37- Proprietà Geogrid

Come si evince dalla Figura 38 si è scelto di modellare la geomembrana attraverso un comportamento elasto-plastico andando a definire la rigidità assiale, EA, e il massimo sforzo di snervamento, N_p , basandosi su uno specifico studio riportato nell'articolo scientifico "Numerical Modelling to Identify Key Factors Controlling Interface Behaviour of Geosynthetic Lining Systems" pubblicato su Geosynthetics International nell'ottobre del 2016. La relazione costitutiva che rappresenta il

comportamento della geomembrana e i valori dei parametri scelti per descriverlo sono schematizzati in Figura 39.

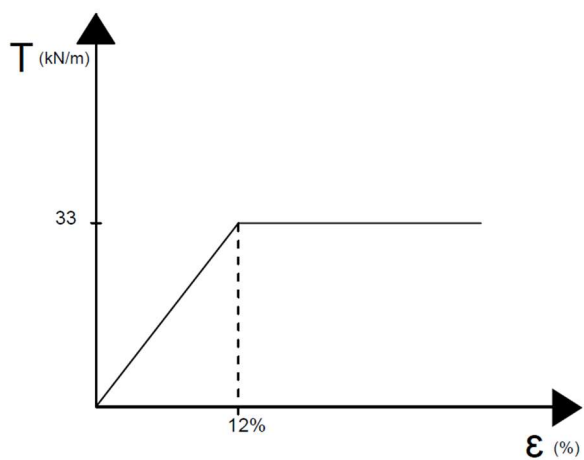


Figura 38- Legame costitutivo considerato per la geomembrana

PRESENZA DI PERCOLATO

Il percolato in discarica si accumula periodicamente nell'invaso, isolato idraulicamente dal resto del terreno grazie all'accoppiamento geomembrana-argilla di fondo (compattata artificialmente o naturalmente presente). Tale accoppiamento ha la funzione di non far filtrare in profondità il percolato prodotto dalla decomposizione dei rifiuti ammassati nella discarica. Il percolato viene raccolto grazie al sistema di drenaggio di fondo e periodicamente captato e allontanato.

Nel caso in esame quindi si è trattata la presenza di percolato come una falda sospesa che interessa lo strato dei vecchi e nuovi rifiuti. Per fare ciò ci si è avvalso, come spiegato in seguito, di appositi comandi Plaxis.

Le pressioni neutre e le pressioni idrauliche al contorno possono essere generate con riferimento ai livelli di falda. Un livello di falda rappresenta una serie di punti in cui la pressione neutra è zero. Utilizzando come input un livello di falda, la pressione neutra aumenta linearmente con la profondità con un gradiente pari al peso specifico dell'acqua (distribuzione idrostatica).

Per inserire livelli di falda è possibile utilizzare il comando Phreatic level dal sottomenu Geometry o cliccare sul corrispondente pulsante sulla barra degli strumenti.

La generazione delle pressioni neutre è eseguita selezionando il comando "Generate water pressures" (Genera le pressioni neutre). Possiamo generare due tipologie di falda:

- Livello di falda generale (General phreatic level)
- Livello di falda associato ad uno strato (Cluster phreatic level)

Nel caso in esame, si aveva bisogno di inserire uno specifico livello di falda ad un assegnato cluster e generare di fatto una distribuzione delle pressioni neutre localizzata al cluster di riferimento.

Ciò non è stato possibile con la geometria del fondo del modello utilizzata per le altre simulazioni, ma si è deciso di far affiorare il fondo nella parte terminale del pendio, in modo da poter riuscire a fare girare il modello sia in condizioni statiche che sismiche senza problemi.

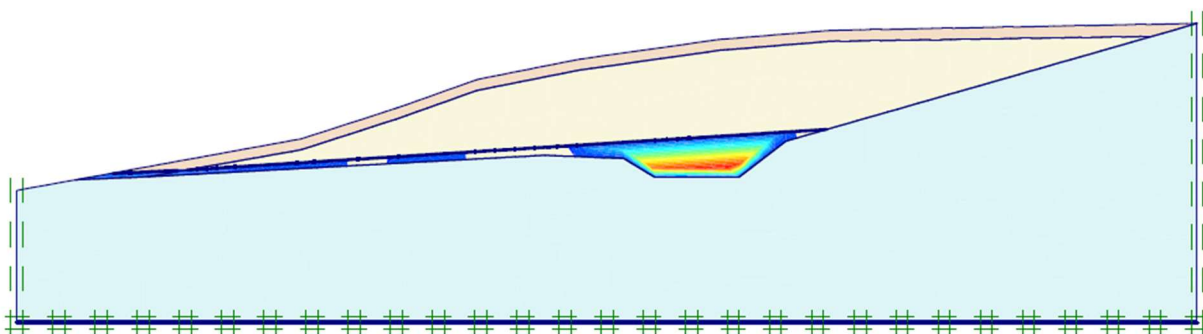
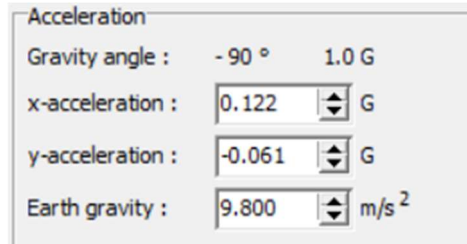


Figura 39- Modellazione percolato tramite una falda sospesa

APPLICAZIONE DI SOLLECITAZIONI SISMICHE

Le sollecitazioni sismiche sono state portate in conto applicando il metodo pseudo-statico. Il software consente di inserire i coefficienti sismici orizzontale (x-acceleration) e verticale (y-acceleration) nella sezione “General Settings”:



Acceleration

Gravity angle : - 90 ° 1.0 G

x-acceleration : 0.122 G

y-acceleration : -0.061 G

Earth gravity : 9.800 m/s²

Figura 40- coefficienti di accelerazione di progetto

Visto che si sta analizzando la stabilità di un pendio, le accelerazioni orizzontali sono state inserite solo nel verso che “spingerebbe” la massa instabile verso valle e cioè da destra a sinistra mentre le verticali sono state applicate sia verso l’alto che verso il basso, creando due file separati.

Ai fini dell’applicazione delle NTC 2023 per la verifica sismica della discarica in pendio in esame, si è provveduto ad individuare lo stato limite di riferimento, in particolare è stato selezionato lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV).

Risulta necessario, inoltre, per qualsiasi opera, definire la vita nominale di progetto V_N .

Le NTC dichiarano che “La vita nominale di progetto V_N di un’opera è convenzionalmente definita come il numero di anni nel quale è previsto che l’opera, purché soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali. I valori minimi di V_N da adottare per i diversi tipi di costruzione sono riportati nella Tab. 2.4.I. Tali valori possono essere anche impiegati per definire le azioni indipendenti dal tempo.”

Tabella 14- Valori minimi della vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzioni

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di V_N (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

Per quanto riguarda la vita nominale dell’opera esistente è stato preso come riferimento il valore di 50 anni, in quanto si tratta effettivamente di un’opera con livelli di prestazioni ordinari.

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

Tabella 15- Classi d'uso

Classe I:	Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
Classe II:	Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
Classe III:	Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
Classe IV:	Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Per l'opera oggetto di studio è stata scelta la classe III poiché si tratta di un'opera il cui collasso causerebbe un serio danno ambientale.

Citando le NTC, "Le azioni sismiche sulle costruzioni vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale di progetto V_N per il coefficiente d'uso C_U ."

$$V_R = V_N \times C_U$$

"Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato in Tab. 2.4.II."

Per la classe d'uso III, il coefficiente d'uso, C_U , vale quindi 1.5.

Tabella 16- Valori del coefficiente d'uso C_U

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0.7	1	1.5	2

Se $V_R \leq 35$ anni si pone comunque $V_R = 35$ anni.

Si ottiene, quindi, un valore del periodo di riferimento V_R pari a $V_R = 50 \cdot 1.5 = 75$ anni

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, l'effetto della risposta sismica locale si valuta mediante specifiche analisi, da eseguire con le modalità indicate nel § 7.11.3 della normativa. In

alternativa, qualora le condizioni stratigrafiche e le proprietà dei terreni siano chiaramente riconducibili alle categorie definite nella Tab. 3.2.II della norma (Tabella 17), si può fare riferimento a un approccio semplificato che si basa sulla classificazione del sottosuolo in funzione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio, V_s . I valori dei parametri meccanici necessari per le analisi di risposta sismica locale o delle velocità V_s per l'approccio semplificato costituiscono parte integrante della caratterizzazione geotecnica dei terreni compresi nel volume significativo.

I valori di V_s sono ottenuti mediante specifiche prove oppure, con giustificata motivazione e limitatamente all'approccio semplificato, sono valutati tramite relazioni empiriche di comprovata affidabilità con i risultati di altre prove in sito, quali ad esempio le prove penetrometriche dinamiche per i terreni a grana grossa e le prove penetrometriche statiche. Ai sensi delle attuali NTC, la classificazione del sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio, $V_{s,eq}$ (in m/s), definita dall'espressione:

$$V_{s,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^n \frac{h_i}{V_{s,i}}}$$

Con:

h_i Spessore dell i-esimo strato

$V_{s,i}$ velocità delle onde di taglio nell' i-esimo strato

N Numero di strati

H Profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da V_s non inferiore a 800 m/s.

Tabella 17- Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Anche la categoria topografica deve essere individuata quando si applica l'approccio semplificato, in particolare, le NTC prevedono quattro diverse Categorie topografiche (dalla T1 alla T4 – Tabella 18) a cui corrispondono altrettanti valori del coefficiente di amplificazione topografica, S_T (Tabella 19).

Tabella 18- Categorie topografiche

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Tabella 19- Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30°	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30°	1,4

Nel caso in esame, essendo le indagini più recenti disponibili eseguite nel 1997, e quindi piuttosto datate, non erano state misurate in sito le velocità delle onde di taglio V_s , ma erano stata ricavate dai

risultati delle CPT eseguite, i valori della coesione non drenata C_u in funzione della profondità, come riportato nelle Figure 19 e 20.

Grazie a tali valori, le NTC del 2008 ci permettevano di individuare la categoria di sottosuolo in funzione del valore di $C_{u,30}$ (Tabella 20) definito come:

$$c_{u,30} = \frac{\sum_{i=1,K} h_i}{\sum_{i=1,K} \frac{h_i}{c_{u,i}}}$$

Con:

h_i Spessore dell i-esimo strato

$c_{u,i}$ velocità delle onde di taglio nell' i-esimo strato

Tabella 20- Categorie di sottosuolo

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.</i>
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).</i>
C	<i>Depositati di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).</i>
D	<i>Depositati di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).</i>
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).</i>

Nelle Tabelle 21 e 22 sono riportati i valori delle c_u determinate a partire dalle CPT e gli spessori relativi a ciascuna misura per il calcolo della c_u pesata sulle profondità.

Tabella 21

profondità	qcm	C_u	h_i	h_i/C_{ui}
m	kN/m ²	kN/m ²	m	-

0,0-2,7	1000	57	2.7	0.047368
2,7-5,3	1400	78	2.6	0.033333
5,3-6,2	600	29	0.9	0.031034
6,2-7,7	1800	98	1.5	0.015306
7,7-8,5	4800	273	0.8	0.00293
8,5-10,3	6600	377	1.8	0.004775
10,3-11,7	7600	434	1.4	0.003226

Tabella 22

profondità	qcm	Cu	hi	hi/Cui
m	kN/m2	kN/m2	m	
0,0-2,7	1000	57	2.7	0.047368
2,7-5,2	1200	66	2.5	0.037879
5,2-7,5	800	40	2.3	0.0575
7,5-10	1200	61	2.5	0.040984
10-11,5	6400	364	1.5	0.004121
11,5-13,8	7800	444	2.3	0.00518

Si precisa che, non avendo a disposizione i valori di c_u fino alla profondità di 30 m, ci si è dovuti limitare a calcolare la C_u fino alla massima profondità di indagine, pari a circa 12 m nella prima prova penetrometrica (PP1) e circa 14 m nella seconda (PP2).

Da tali calcoli derivano i valori:

1. $C_{u,12} = 84.799 \text{ kN/m}^2$
2. $C_{u,14} = 71.49 \text{ kN/m}^2$

I quali rappresentano dei valori cautelativi sulla coesione non drenata, considerando che i valori delle C_u sono tipicamente crescenti con la profondità.

In base a tali valori e in base ai range indicati nella Tabella 23 da normativa, la categoria di sottosuolo nel sito in esame è la C poiché i valori di C_u pesata calcolati sono compresi tra 70 e 250 kPa corrispondenti alla categoria C.

Al fine di ricavare le accelerazioni sismiche di riferimento per lo stato limite considerato è stato utilizzato il software SPETTRI NTC. Nelle Figure dalla 42 alla 44 se ne riportano le schermate principali.

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE: LATITUDINE:

Ricerca per comune

REGIONE: PROVINCIA: COMUNE:

Elaborazioni grafiche

- Grafici spettri di risposta
- Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

- Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

- Sito esterno al reticolo
- Interpolazione su 3 nodi
- Interpolazione corretta

Interpolazione:

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO **FASE 1** FASE 2 FASE 3

Figura 41- Fase 1 programma Spettri

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - c_U info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

Stati limite di esercizio - SLE

- SLO - $P_{VR} = 81\%$
- SLD - $P_{VR} = 63\%$

Stati limite ultimi - SLU

- SLV - $P_{VR} = 10\%$
- SLC - $P_{VR} = 5\%$

Elaborazioni

- Grafici parametri azione
- Grafici spettri di risposta
- Tabella parametri azione

Strategia di progettazione

LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
- ...■... Strategia scelta

INTRO FASE 1 **FASE 2** FASE 3

Figura 42- Fase 2 programma Spettri

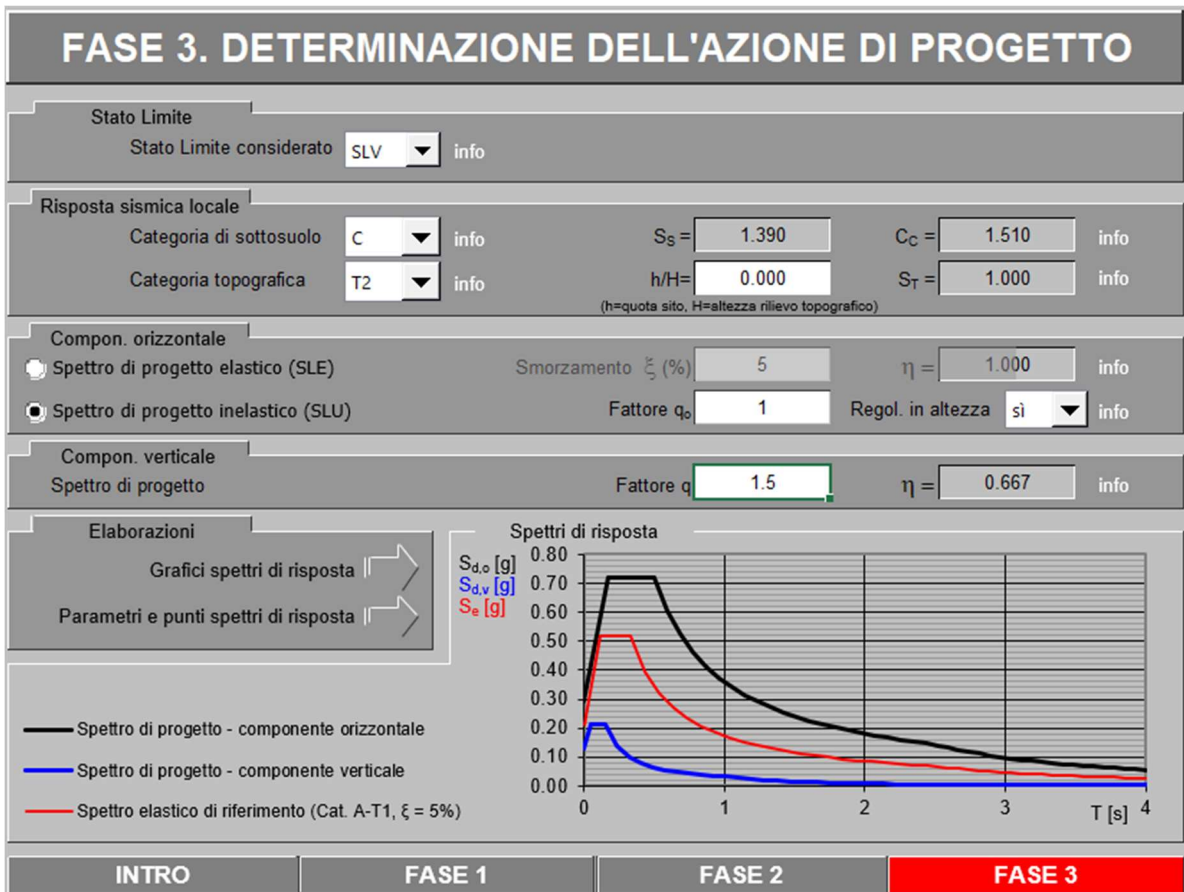


Figura 43- Fase 3 programma Spettri

I parametri generati dal software, in funzione della geolocalizzazione del sito (latitudine = 43.12 e longitudine = 13.68) sono riepilogati nelle Tabelle 24 e 25.

Tabella 23

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.210 g
F_0	2.462
T_C^*	0.332 s
S_S	1.390
C_C	1.510
S_T	1.000
q	1.000

Tabella 24

Parametri dipendenti

S	1.390
η	1.000
T_B	0.167 s
T_C	0.502 s
T_D	2.440 s

Nel caso in esame è stato considerato un valore di coefficiente di amplificazione topografica S_T pari ad 1,1 poiché il sito in esame si trova in pendio ma in una posizione intermedia tra la base e la sommità del pendio; quindi, il valore dell'accelerazione massima orizzontale è calcolabile come segue:

$$a_{max} = a_g \cdot S = a_g \cdot S_T \cdot S_S = 0.210 \cdot 1.1 \cdot 1.390 = 0.32109 \text{ m/s}^2$$

Infine, il coefficiente sismico orizzontale di progetto, k_H , nel caso pseudo-statico, è stato calcolato come:

$$k_H = a_{max} \frac{\beta_s}{g}$$

Con β_s coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

In questo caso si è assimilato il comportamento della discarica a quello di un fronte di scavo e quindi con riferimento allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV) e alla categoria di sottosuolo C, si è considerato:

$$\beta_s = 0.38$$

Da cui deriva un coefficiente sismico orizzontale di progetto pari a:

$$k_H = a_{max} \frac{\beta_s}{g} = 0.32109 \cdot \frac{0.38}{g} = 0.122g$$

E un coefficiente sismico verticale di progetto derivante da k_H , pari a:

$$k_V = \pm k_H = \pm 0.061g$$

GHOSTUDIO

GeoStudio 2012 v.8.15.4 è un software per analisi geotecniche sviluppato dalla “GeoSlope International”. Viene utilizzato nella pratica comune per affrontare una vasta gamma di problemi ingegneristici, infatti, è dotato di vari moduli, i quali comprendono a loro volta diversi strumenti di calcolo.

Moduli:

1. SLOPE/W
2. SEEP/W
3. SIGMA/W
4. TEMP/W
5. AIR/W
6. CTRAN/W
7. QUAKE/W
8. BUILD3D

Nel caso in esame ci si è focalizzati sul modulo SLOPE/W , un software che utilizza la teoria dell'equilibrio limite per eseguire l'analisi di stabilità dei pendii e per calcolare il relativo fattore di sicurezza per pendii terrigeni e rocciosi. SLOPE/W analizza la stabilità di famiglie di potenziali superfici di scorrimento utilizzando metodi di equilibrio limite con riferimento alla sezione verticale. È possibile analizzare le singole superfici di scorrimento oppure applicare metodi di ricerca per individuare la superficie di scorrimento critica per un dato pendio. È possibile effettuare analisi deterministiche (fattore di sicurezza) o probabilistiche (probabilità di guasto).

La formulazione completa di SLOPE/W rende possibile analizzare facilmente problemi di stabilità dei pendii sia semplici che complessi utilizzando una varietà di metodi per calcolare il fattore minimo di sicurezza e le superfici di scorrimento critiche.

Nello studio in esame per il calcolo dell'equilibrio si sono considerati i Metodi di Morgenstern e Price e il Metodo di Spencer, quest'ultimo è una semplificazione del precedente in quanto l'unica differenza è che considera una relazione che lega le forze di interfaccia tramite una funzione costante piuttosto che mezzo sinusoidale.

Anche in questo caso, come prima cosa, è stato costruito il modello geometrico della sezione della discarica con gli stessi cluster, ovvero il fondo denominato “Bed Rock” e gli strati di rifiuti, “Aged Waste” e “Fresh Waste”, come riportato in Figura 45.

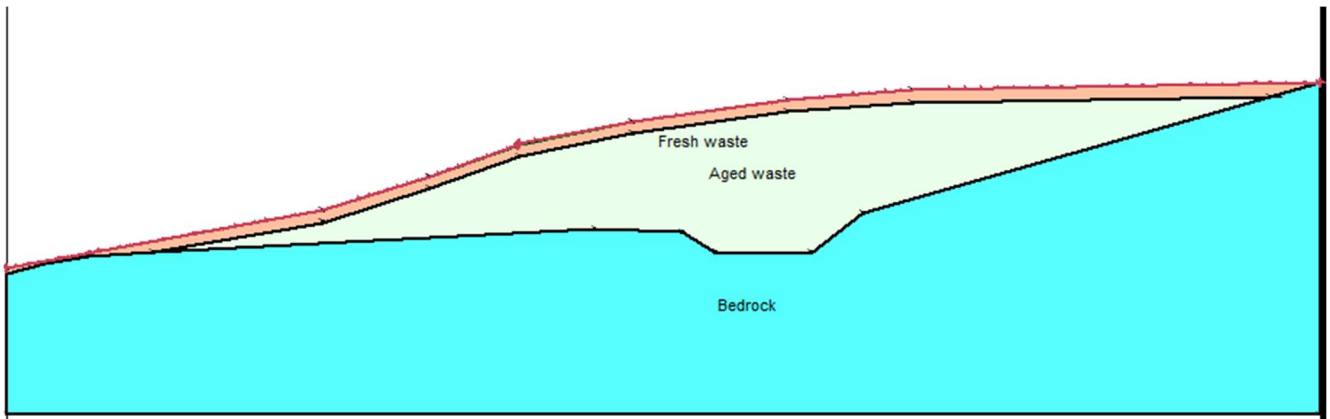


Figura 44- Modello geometrico della sezione considerata

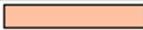


Di seguito, sono stati definiti i parametri per ogni cluster, in questo caso a differenza dell'analisi con Plaxis sono stati inseriti i parametri caratteristici nella sezione "KeyIn Materials" e poi si sono definiti i fattori parziali di riduzione dei parametri geotecnici.


In Figura dalla 46 alla 49 sono riportati le schede dei vari materiali, è necessario sottolineare però che il Bed Rok è stato modellato in due modi diversi, ovvero sia con i parametri caratteristici definiti tramite le indagini, sia in modo che fosse "impenetrabile" e che quindi un'ipotetica superficie di scorrimento non potesse attraversarlo o intercettarlo.

 A screenshot of a software interface for defining material properties. At the top, there is a table with two columns: 'Name' and 'Color'. The table lists three materials: 'Fresh waste' (orange), 'Bedrock' (cyan), and 'Aged waste' (light green). Below the table, the 'Name' field is set to 'Fresh waste' and the 'Color' field shows an orange color swatch with a 'Set...' button. The 'Material Model' is set to 'Mohr-Coulomb'. Under the 'Basic' tab, the 'Unit Weight' is 11 kN/m³, 'Cohesion' is 10 kPa, and 'Phi' is 33°.

Figura 45- Parametri Fresh Waste

Materials

Name	Color
Fresh waste	
Bedrock	
Aged waste	

Name: Color: 

Material Model:




Basic


Unit Weight: Cohesion:

Phi:

Figura 46- Parametri Aged waste

Materials

Name	Color
Fresh waste	
Bedrock	
Aged waste	

Name: Color: 

Material Model:

Figura 47- Caso di Bedrock impenetrabile

Name	Color
Fresh waste	
Aged waste	
Bedrock	

Name: Color:

Material Model:

Basic

Unit Weight: Cohesion:

Phi:

Figura 48- Parametri Bedrock

Come spiegato nel paragrafo 2.4.1, il Metodo di Morgenstern e Price è un metodo esatto e la sua peculiarità è quella di ricercare il valore di lambda (vedi equazione riportata di seguito) che soddisfi contemporaneamente tutti gli equilibri, come schematicamente riportati in Figura 50:

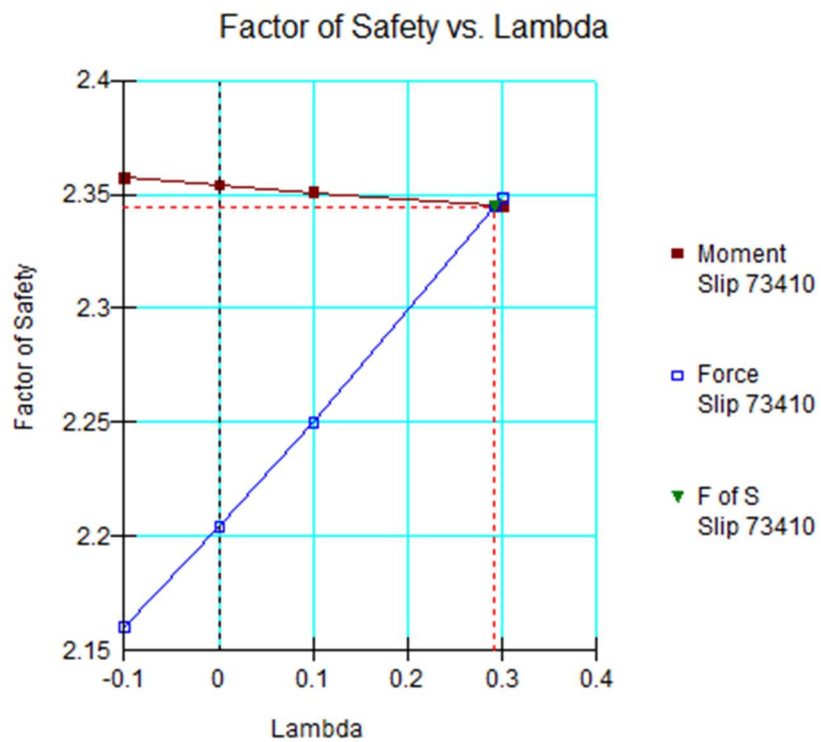


Figura 49- FS in funzione del parametro λ

In particolare, nella Figura 50 viene schematizzato come varia il FS in funzione del parametro λ , per ogni equilibrio considerato, nel punto in cui le linee convergono significa che in quel punto tutti gli equilibri sono soddisfatti.

Si ricorda che il legame tra le forze di interfaccia è considerato secondo la seguente equazione:

$$X = f(x) \cdot \lambda \cdot E$$

Dove:

- E è la forza normale alla striscia
- X è la forza tangenziale alla striscia
- $f(x)$ è la funzione considerata
- λ è il parametro moltiplicativo della funzione

CAPITOLO 4

RISULTATI

Prima di riportare i risultati si riassumono in Tabella 26 le varie simulazioni eseguite con alcuni dettagli relativi a ciascuna simulazione.

Tabella 25- Simulazioni eseguite

Rif. Simulazione	metodo	condizione	rappresentazione interfaccia	rappresentazione percolato
LEM A	LEM Morgensten & Price (half sine function)	statico	no	no
LEM B	LEM Morgensten & Price (costant function)	statico	no	no
LEM C	LEM Morgensten & Price (half sine function) con Fondo impenetrabile	statico	no	no
LEM D	LEM Morgensten & Price (costant function) con Fondo impenetrabile	statico	no	no
FEM A	FEM	statico	no	no
FEM B	FEM *	statico	sì, interfaccia manuale	no
FEM C	FEM*	statico	Si, comando Geogrid $+R_{interface}$	
FEM D	FEM	sismico	no	no
FEM E	FEM	statico	no	si

In aggiunta a quanto riportato in Tabella 26, si fa presente che le simulazioni contrassegnate con asterisco (FEM B e FEMC) corrispondono in realtà a una famiglia di simulazioni nelle quali i parametri di resistenza a taglio all'interfaccia sono stati fatti variare all'interno di un range discusso nei paragrafi a seguire.

4.1 CONFRONTO TRA I RISULTATI OTTENUTI CON APPLICAZIONE DI METODO LEM E METODO FEM

Si riportano nel seguito i risultati ottenuti con entrambi i metodi, LEM e FEM, confrontando i risultati ottenuti nelle simulazioni in condizioni statiche.

Per quanto riguarda i metodi dell'equilibrio limite si riportano quattro diversi risultati che fanno capo a quattro diverse condizioni di simulazione:

- Bedrock impenetrabile e legame tra le forze di interfaccia modellato con funzione costante (LEM D in Tabella 26)

- Bedrock non impenetrabile e legame tra le forze di interfaccia modellato con funzione costante (LEM B in Tabella 26)
- Bedrock impenetrabile e legame tra le forze di interfaccia modellato con funzione mezzosinusoidale (LEM C in Tabella 26)
- Bedrock non impenetrabile e legame tra le forze di interfaccia modellato con funzione mezzosinusoidale (LEM A in Tabella 26)

Per ciò che riguarda l'analisi agli elementi finiti si utilizzerà per il confronto solo una soluzione, (FEM A) le cui fasi di calcolo, in sequenza, sono riportate in Tabella 27.

Tabella 267- Sequenza di fasi di calcolo utilizzate nell'implementazione dell'analisi di stabilità con metodo FEM (rif. FEM A in Tabella 26)

Identification	Phase no.	Start from	Calculation	Loading input	Time	Water	First
Initial phase	0	0	N/A	N/A	0.00 ...	0	0
✓ Gravity Loading	1	0	Plastic analysis	Total multipliers	0.00 ...	0	1
✓ Stabilità	2	1	Phi/c reduction	Incremental multipliers	0.00 ...	0	4

I fattori di sicurezza ottenuti con le simulazioni in esame sono tutti ampiamente superiori al valore minimo richiesto dalle NTC (valore pari a 1.1). Si riepilogano i valori ottenuti in Tabella 28.

Si osserva, come da attendersi, che il valore del fattore di sicurezza nel caso di fondo impenetrabile è sistematicamente superiore ai valori ottenuti con la analoga simulazione con fondo non impenetrabile. L'analisi di stabilità eseguita con metodo FEM fornisce il fattore di sicurezza più basso tra i valori ottenuti.

Nelle Figura dalla 51 alla 59 è riportata la geometria della superficie critica, cioè la superficie di scorrimento associata al minimo fattore di sicurezza ottenuto in ciascuna simulazione.

Tali superfici sono tutte localizzate nella parte più acclive del profilo della sezione della discarica e, nel caso di bedrock non impenetrabile, risultano più approfondite, interessando, sebbene in minima parte, anche il terreno di fondo. Tale caso corrisponde a quanto ottenuto con la simulazione FEM. Al contrario, applicando i metodi LEM, laddove il terreno di fondo è simulato come bedrock impenetrabile, lo spessore delle superfici di scorrimento critiche risulta essere circa la metà rispetto al caso di bedrock non impenetrabile.

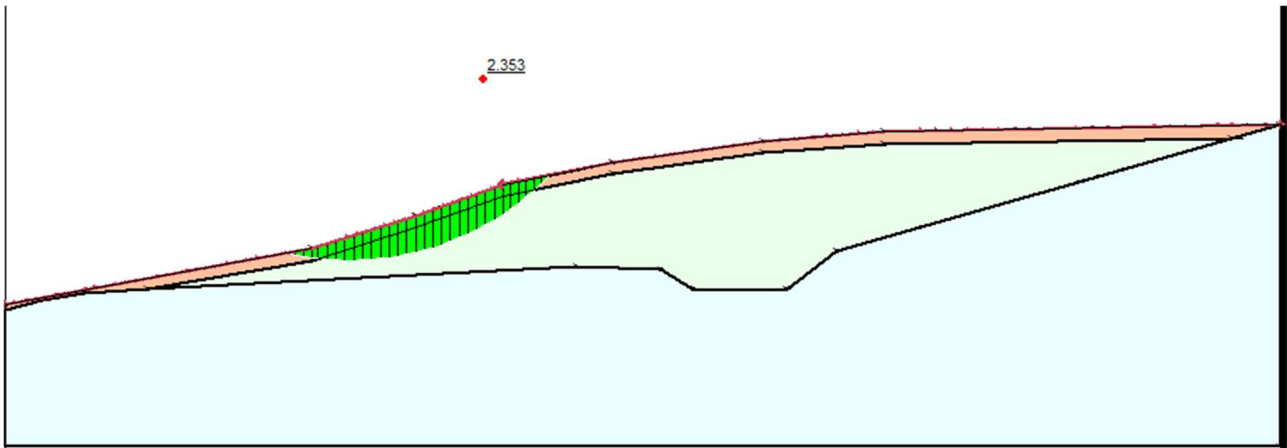


Figura 50- Superficie di scorrimento critica nel caso di analisi LEM con Bedrock impenetrabile e funzione costante (LEM D in Tabella 26)

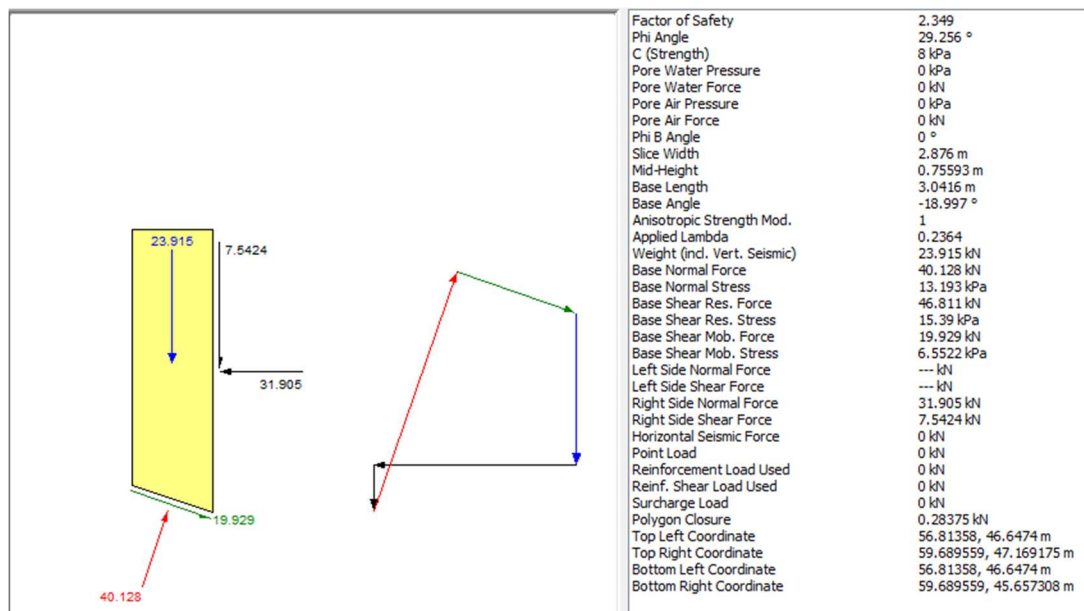


Figura 51- Esempio di forze su striscia di terreno nel caso di Bedrock impenetrabile e funzione costante (LEM D in tabella 26)

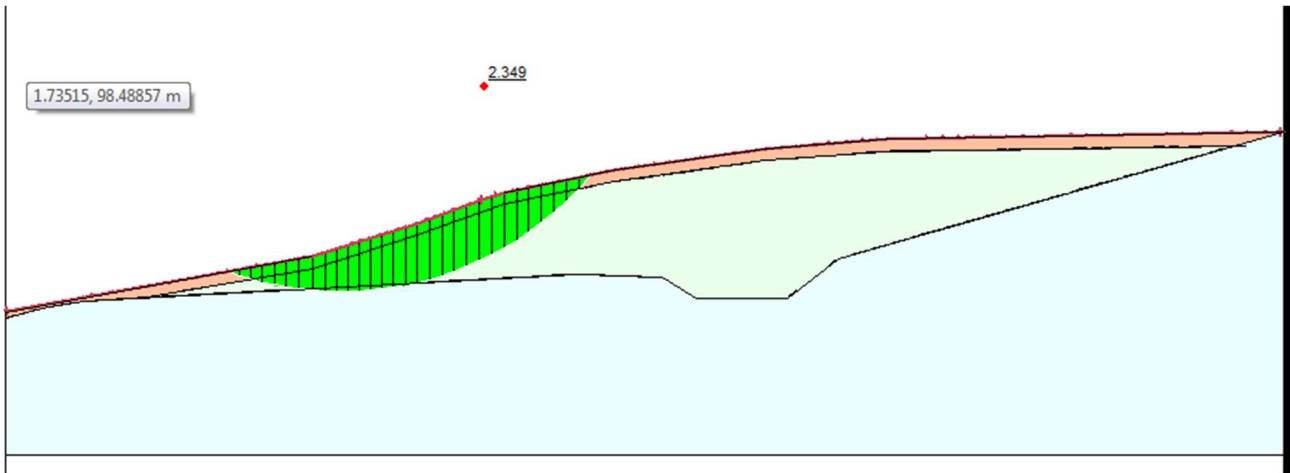


Figura 52- Superficie di scorrimento critica nel caso di analisi LEM con Bedrock non impenetrabile e funzione costante (LEM B in Tabella 26)

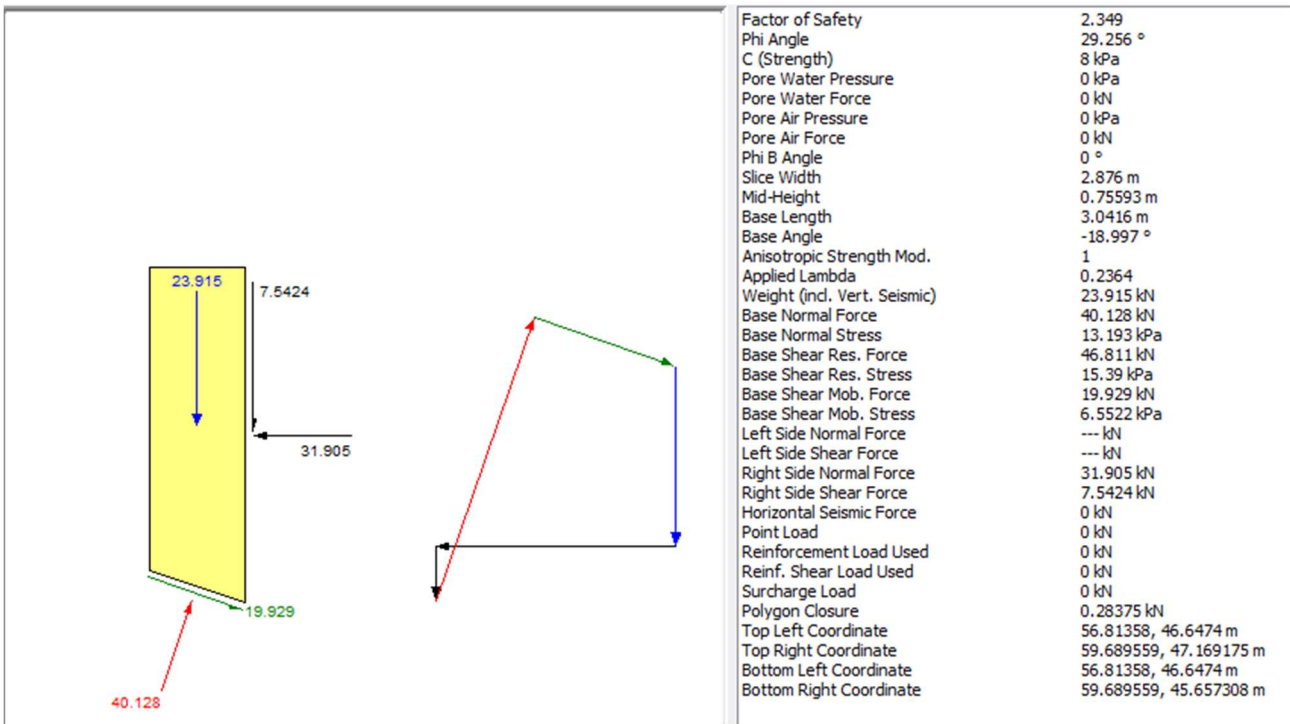


Figura 53- Forze su striscia di terreno nel caso di Bedrock non impenetrabile e funzione costante (LEM B in Tabella 26)

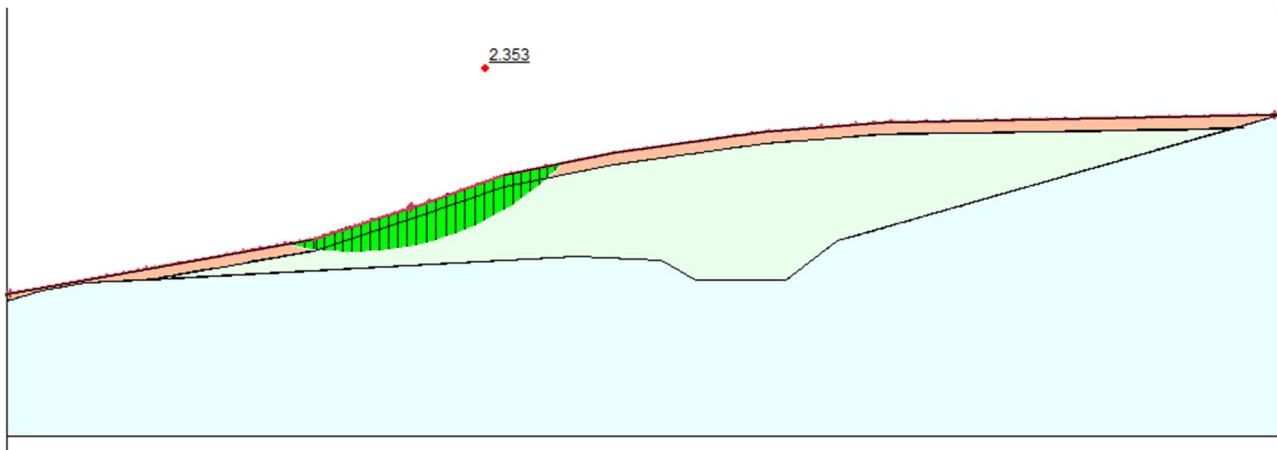


Figura 54- Superficie di scorrimento critica nel caso di analisi LEM con Bedrock impenetrabile e funzione mezzo-sinusoidale (LEM C in Tabella 26)

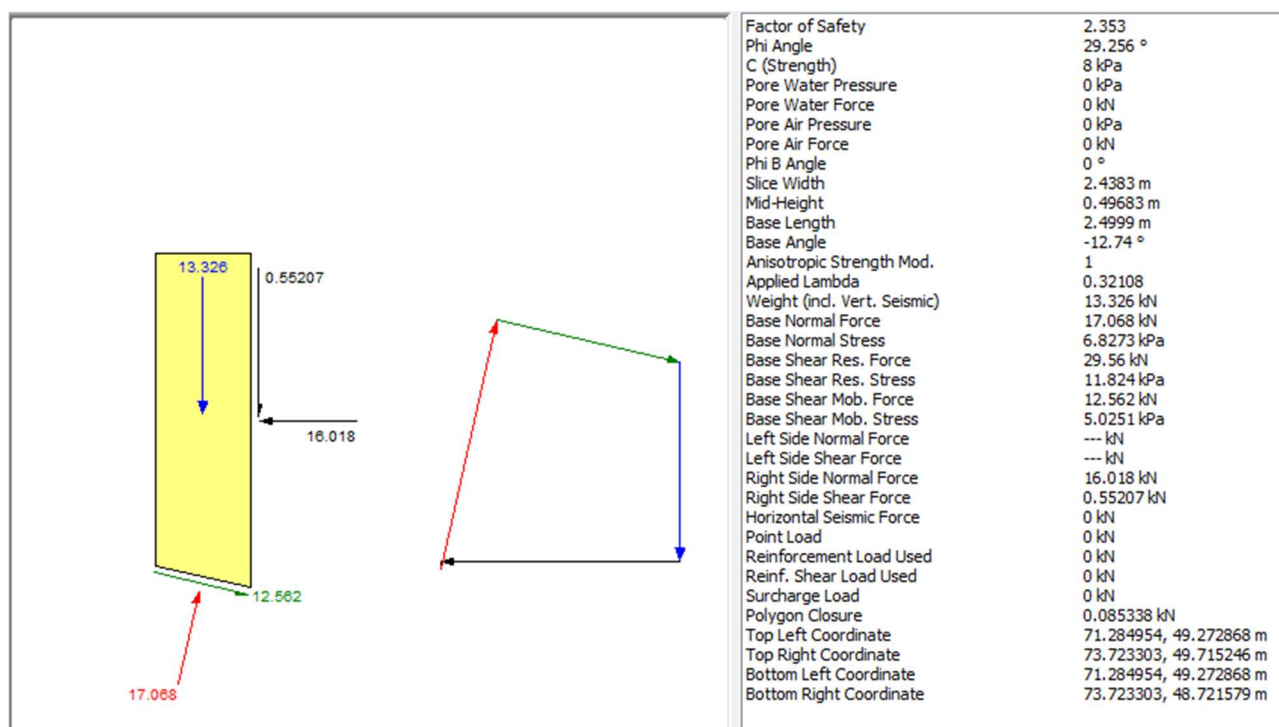


Figura 55- Forze su striscia di terreno nel caso di Bedrock impenetrabile e funzione mezzo-sinusoidale (LEM C in Tabella 26)

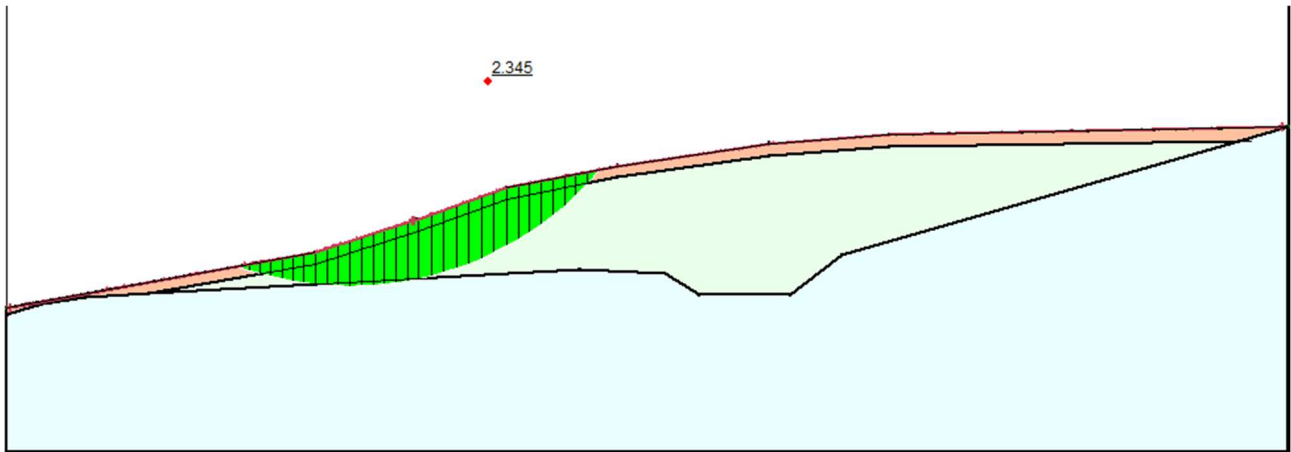


Figura 56- Superficie di scorrimento critica nel caso di analisi LEM con Bedrock non impenetrabile e funzione mezzo-sinusoidale (LEM A in Tabella 26)

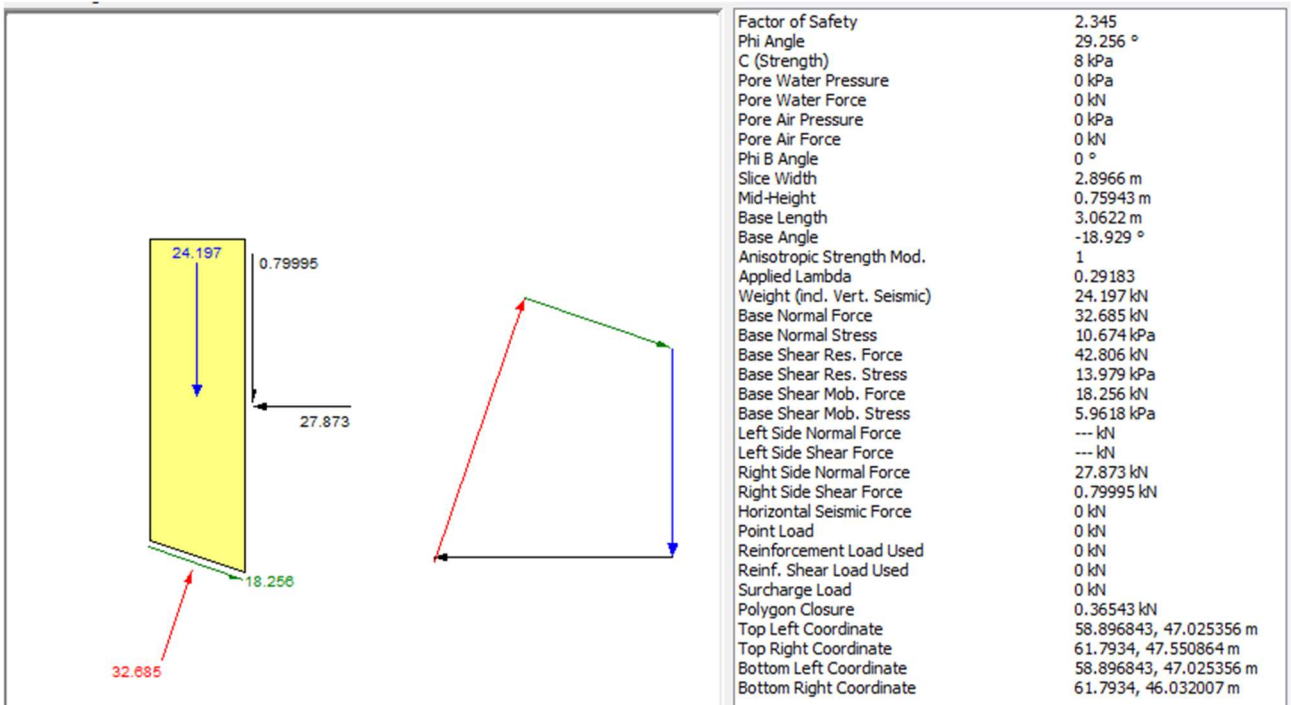


Figura 57- Forze su striscia di terreno nel caso di Bedrock non impenetrabile e funzione mezzo-sinusoidale (LEM A in Tabella 26)

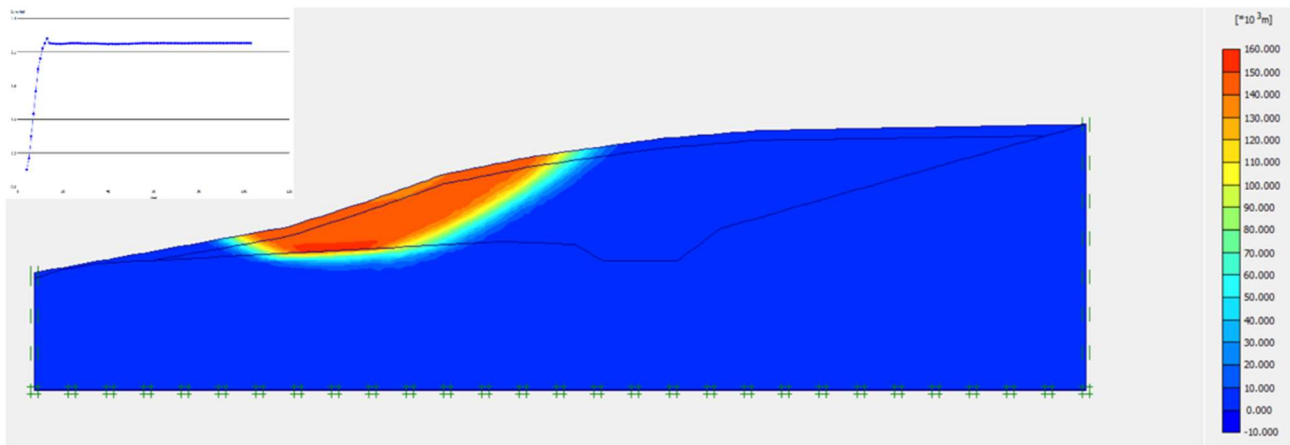


Figura 58- Total increments displacements (rif. FEM A in Tabella 26)

Total multipliers	
Σ -Mdisp:	1.000
Σ -MloadA:	1.000
Σ -MloadB:	1.000
Σ -Mweight:	1.000
Σ -Maccel:	0.000
Σ -Msf:	2.179
End time:	0.000
End time:	0.000

Figura 59- Risultato FS

Si riporta di questo caso una tabella riepilogativa.

Tabella 278- Riepilogo simulazioni fatte caso statico tra LEM e FEM

Metodo	Fondo impenetrabile	FS
LEM D	Sì	2.353
LEM B	No	2.349
LEM C	Sì	2.353
LEM A	No	2.345
FEM A	No	2.179

4.2 CONFRONTO TRA I RISULTATI OTTENUTI IN CONDIZIONI STATICHE E CONDIZIONI SISMICHE CON IL METODO FEM

Nel presente paragrafo viene proposto il confronto tra i risultati dell'analisi di stabilità eseguita con il software Plaxis in condizioni statiche e sismiche sia senza interfacce che con presenza di interfacce.

Nelle Tabelle 29,32 e 35 è riportata la sequenza delle fasi di calcolo, nei casi di simulazione delle condizioni sismiche, oltre alle fasi di generazione delle tensioni iniziali (Gravity Loading) e di analisi di stabilità (Stabilità) è stata inserita una fase intermedia in cui il software esegue una plastic analysis in cui applica il sisma secondo le direzioni e l'intensità specificate nella fase di Input-General Settings.

Nelle Figure 61,63,65,68,70,72,75,77,79 vengono rappresentati i valori incrementali di spostamento fittizio corrispondenti all'instabilità, nello specifico i colori più accesi (rosso) rappresentano quei punti in cui gli spostamenti fittizi sono maggiori mentre i colori meno accesi (blu) rappresentano i punti che si spostano meno o non si spostano affatto. Tale rappresentazione consente quindi facilmente l'individuazione della potenziale superficie di scorrimento.

Si nota che, nei casi in cui non è presente l'interfaccia, la potenziale superficie di scorrimento arriva ad interessare lo strato in cui sono collocati i rifiuti vecchi, sia in condizioni statiche che sismiche, anche se è altrettanto evidente che, in condizioni sismiche, le zone interessate da movimenti sono molto più estese rispetto alle condizioni statiche, in particolare, la massa instabile in condizioni sismiche inizia a mobilitarsi molto più a monte rispetto al caso statico, in cui il movimento si innesca da circa da metà del corpo discarica.

Tabella 289- Fasi di calcolo- caso statico

Identification	Phase no.	Start from	Calculation	Loading input	Time	Water	First
Initial phase	0	0	N/A	N/A	0.00 ...	0	0
✓ Gravity Loading	1	0	Plastic analysis	Total multipliers	0.00 ...	0	1
✓ Stabilità	2	1	Phi/c reduction	Incremental multipliers	0.00 ...	0	4

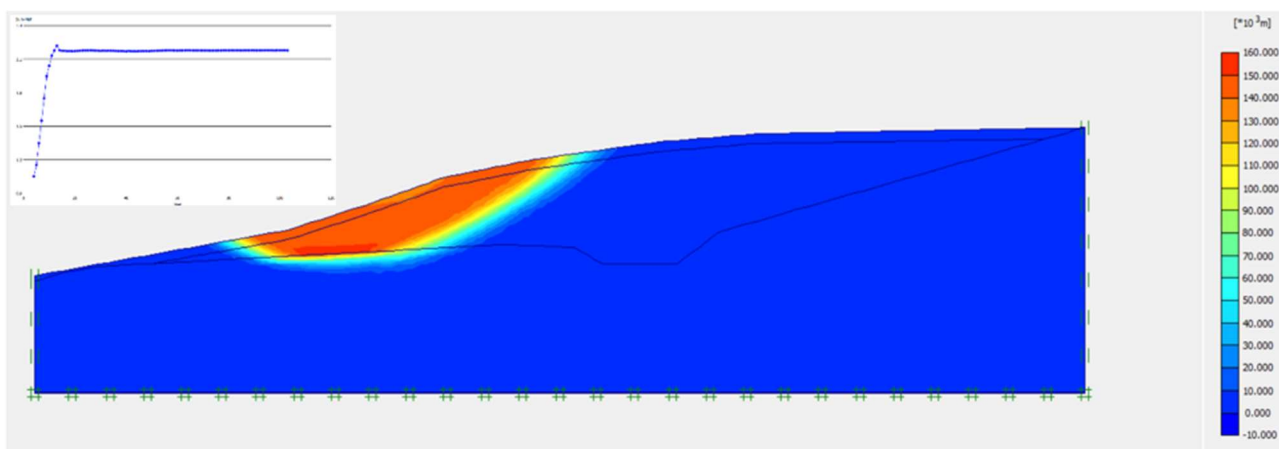


Figura 60- Total increments displacements (rif. FEM A in Tabella 26)

Total multipliers	
Σ -Mdisp:	1.000
Σ -MloadA:	1.000
Σ -MloadB:	1.000
Σ -Mweight:	1.000
Σ -Maccel:	0.000
Σ -Msf:	2.179
End time:	0.000
End time:	0.000

Figura 61- Risultato FS

Tabella 30-Fasi di calcolo- caso sismico con accelerazione verticale verso l'alto

Identification	Phase no.	Start from	Calculation	Loading input	Time	Water	First
Initial phase	0	0	N/A	N/A	0.00 ...	0	0
✓ Gravity Loading	1	0	Plastic analysis	Total multipliers	0.00 ...	0	1
✓ applicaz sisma	3	1	Plastic analysis	Total multipliers	0.00 ...	0	5
✓ Stabilità	2	3	Phi/c reduction	Incremental multipliers	0.00 ...	0	24

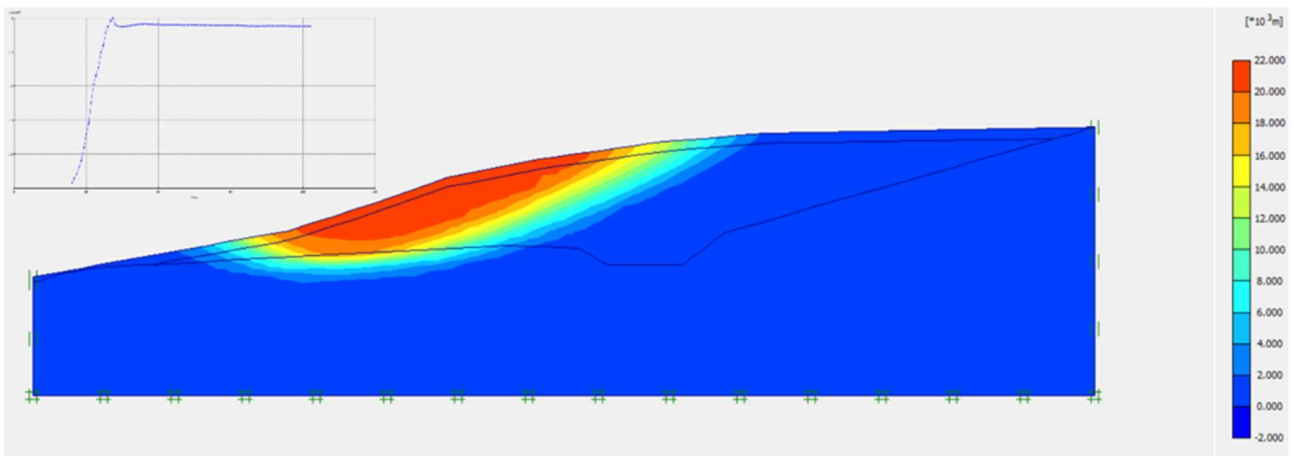


Figura 62- Total increments displacements (rif. FEM D in Tabella 26)

Total multipliers	
Σ -Mdisp:	1.000
Σ -MloadA:	1.000
Σ -MloadB:	1.000
Σ -Mweight:	1.000
Σ -Maccel:	1.000
Σ -Msf:	1.951
End time:	0.000
End time:	0.000

Figura 63-Risultato FS

Tabella 291-Fasi di calcolo- o sismico con accelerazione verticale verso il basso

Identification	Phase no.	Start from	Calculation	Loading input	Time	Water	First
Initial phase	0	0	N/A	N/A	0.00 ...	0	0
✓ Gravity Loading	1	0	Plastic analysis	Total multipliers	0.00 ...	0	1
✓ applicaz sisma	3	1	Plastic analysis	Total multipliers	0.00 ...	0	5
✓ Stabilità	2	3	Phi/c reduction	Incremental multipliers	0.00 ...	0	25

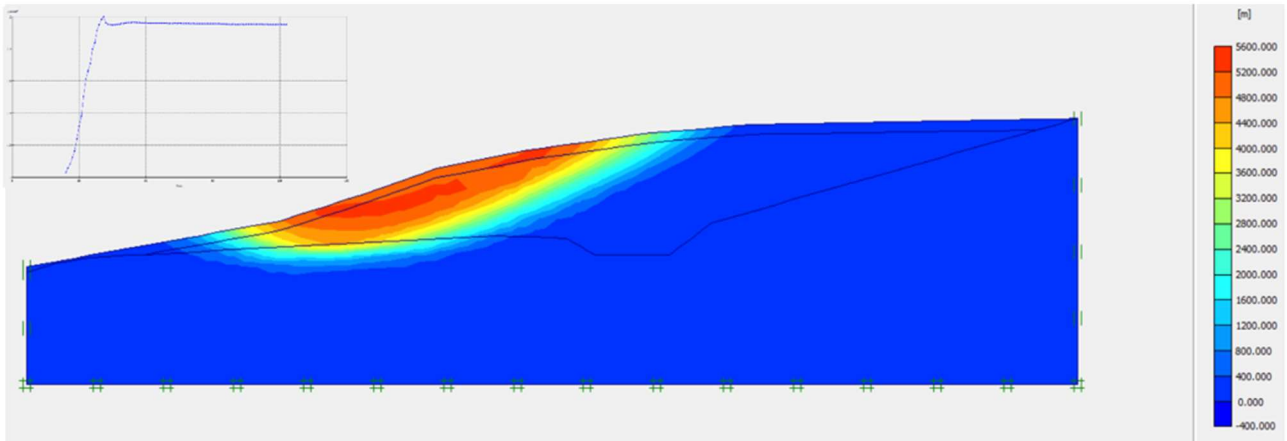


Figura 64- Total increments displacements (rif. FEM D in Tabella 26)

Total multipliers	
Σ -Mdisp:	1.000
Σ -MloadA:	1.000
Σ -MloadB:	1.000
Σ -Mweight:	1.000
Σ -Maccel:	1.000
Σ -Msf:	2.003
End time:	0.000
End time:	0.000

Figura 65-Risultato FS

Nel caso sismico si è potuto simulare la presenza della geomembrana solo in modo da avere dei parametri corrispondenti a 28° di angolo di resistenza al taglio all'interfaccia con i terreni interessati, in caso opposto vi era una troppa elevata perdita di accuratezza nei risultati.

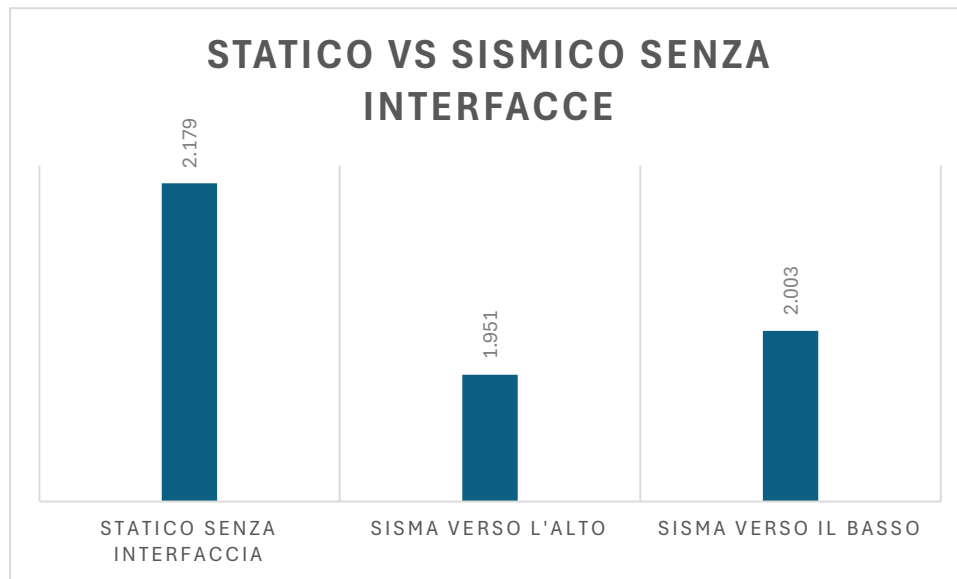


Figura 66- Istogramma rappresentante l'andamento dei fattori di sicurezza per le diverse simulazioni- caso senza presenza di interfacce

Come si nota dalla Figura 67, il caso in cui si ottiene un fattore di sicurezza maggiore è ovviamente il caso statico; infatti, con l'applicazione del sisma verso l'alto il FS diminuisce del 10.5%, mentre con l'applicazione del sisma verso il basso il FS diminuisce dell' 8.1%. È opportuno evidenziare che la verifica di stabilità è comunque pienamente soddisfatta in tutti e tre i casi considerati.

Di seguito sono riportati i risultati per i quali si include nella simulazione la presenza della geomembrana. Si sottolinea che nel caso sismico si è potuto simulare la presenza della geomembrana solo in modo da avere dei parametri corrispondenti a 28° di angolo di resistenza al taglio all'interfaccia con i terreni interessati, negli altri casi il software segnalava una perdita di accuratezza nei risultati non trascurabile, non fornendo il risultato finale.

In primo luogo, si riportano (nelle figure dalla 68 alla 72) i risultati ottenuti rappresentando la presenza dell' interfaccia tramite cluster aggiuntivo di piccolo spessore con parametri ridotti (vedasi paragrafo 3.4-GEOMEMBRANA).

Le superfici di scorrimento sono tutte localizzate nella porzione di valle della discarica e interessano il corpo rifiuti nella parte iniziale per poi scorrere lungo l'interfaccia dei rivestimenti.

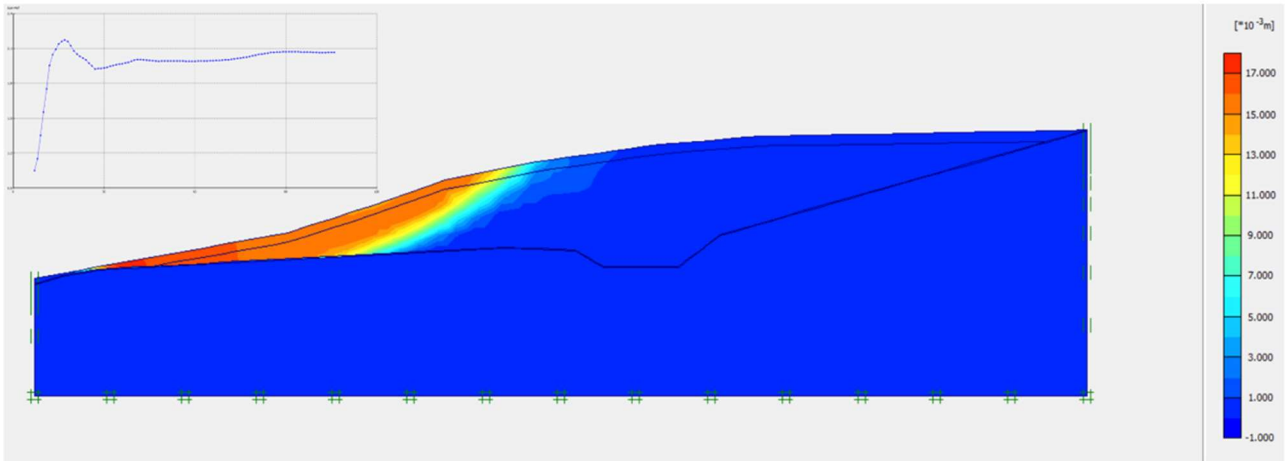


Figura 67 - Total increments displacements- caso statico con presenza di interfaccia simulata con cluster aggiuntivo

Total multipliers	
Σ -Mdisp:	1.000
Σ -MloadA:	1.000
Σ -MloadB:	1.000
Σ -Mweight:	1.000
Σ -Maccel:	0.000
Σ -Msf:	2.066
End time:	0.000
End time:	0.000

Figura 68- Risultato FS

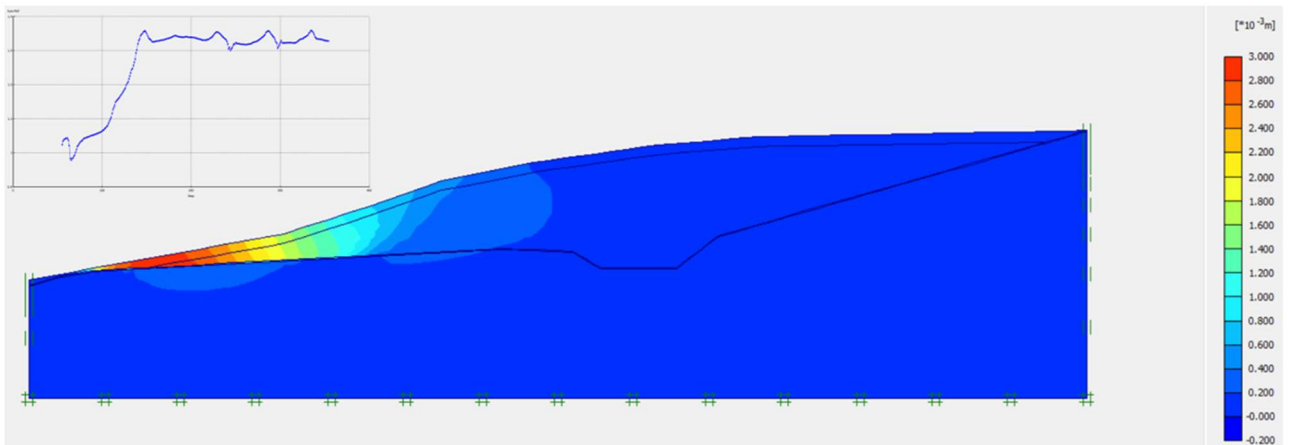


Figura 69- Total increments displacements- caso sismico con forza sismica verso l'alto e con presenza di interfaccia simulata con cluster aggiuntivo

Total multipliers	
Σ -Mdisp:	1.000
Σ -MloadA:	1.000
Σ -MloadB:	1.000
Σ -Mweight:	1.000
Σ -Maccel:	1.000
Σ -Msf:	1.332
End time:	0.000
End time:	0.000

Figura 70-Risultato FS

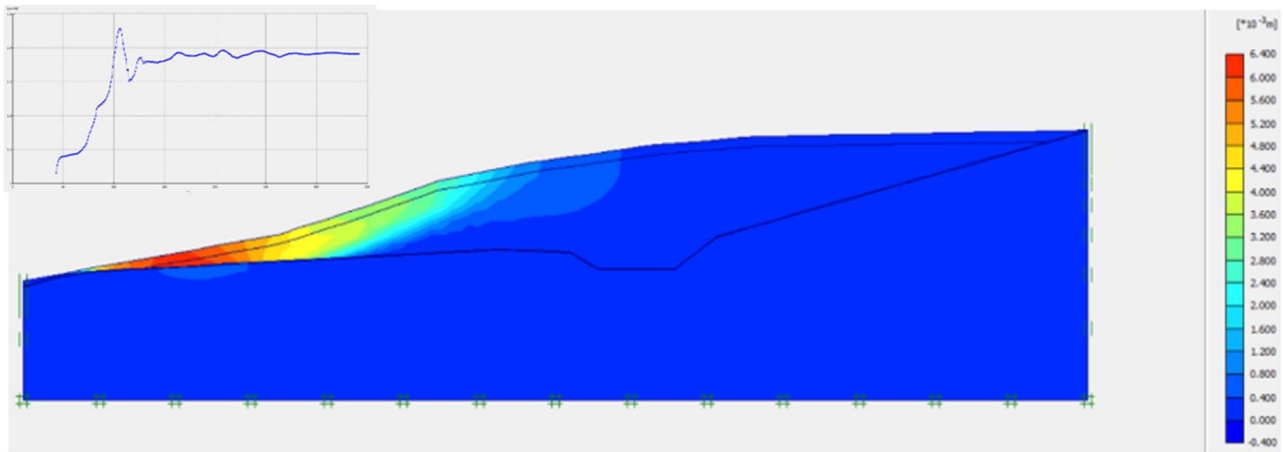


Figura 71- Total increments displacements- caso sismico con forza sismica verso il basso e con presenza di interfaccia simulata con cluster aggiuntivo

Total multipliers	
Σ -Mdisp:	1.000
Σ -MloadA:	1.000
Σ -MloadB:	1.000
Σ -Mweight:	1.000
Σ -Maccel:	1.000
Σ -Msf:	1.332
End time:	0.000
End time:	0.000

Figura 72- Risultato FS

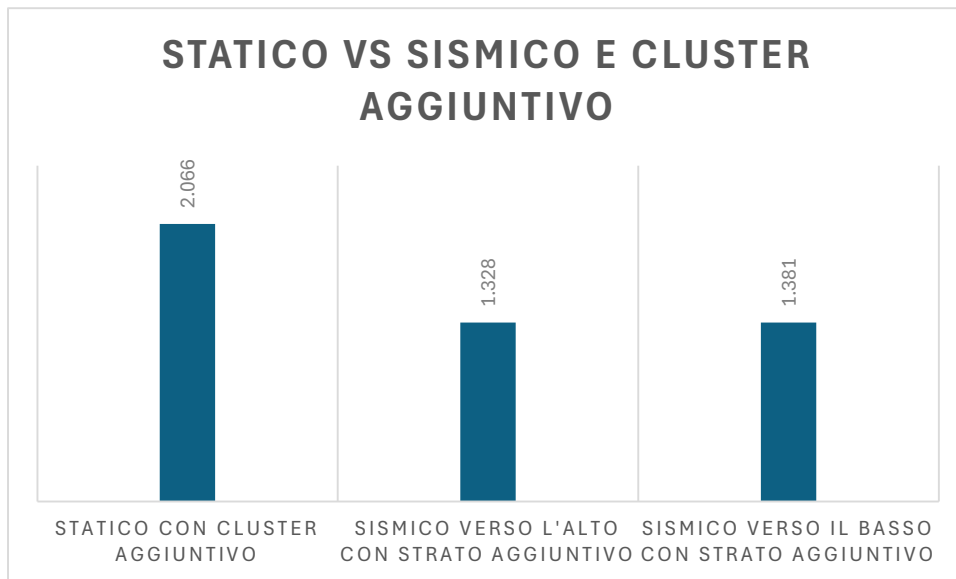


Figura 73- Istogramma rappresentante l'andamento dei fattori di sicurezza per le diverse simulazioni

Come si nota dalla Figura 74, il caso in cui si ottiene un fattore di sicurezza maggiore è ovviamente quello statico; infatti, con l'applicazione del sisma, nel caso di presenza di interfaccia, il FS diminuisce del 35.7%, per sisma applicato verso l'alto e del 33.15% per sisma applicato verso il basso. Attestandosi intorno a valori pari a 1.3/1.4.

In secondo luogo, si riportano (nelle Figure dalla 75 alla 79) i risultati ottenuti rappresentando la presenza dell' interfaccia.

Tramite l'inserimento dell'elemento Geogrid e l'uso del parametro $R_{interface}$. (vedasi paragrafo 3.4- GEOMEMBRANA).

Le superfici di scorrimento sono tutte localizzate nella porzione di valle della discarica e interessano il corpo rifiuti nella parte iniziale per poi scorrere lungo l'interfaccia dei rivestimenti.

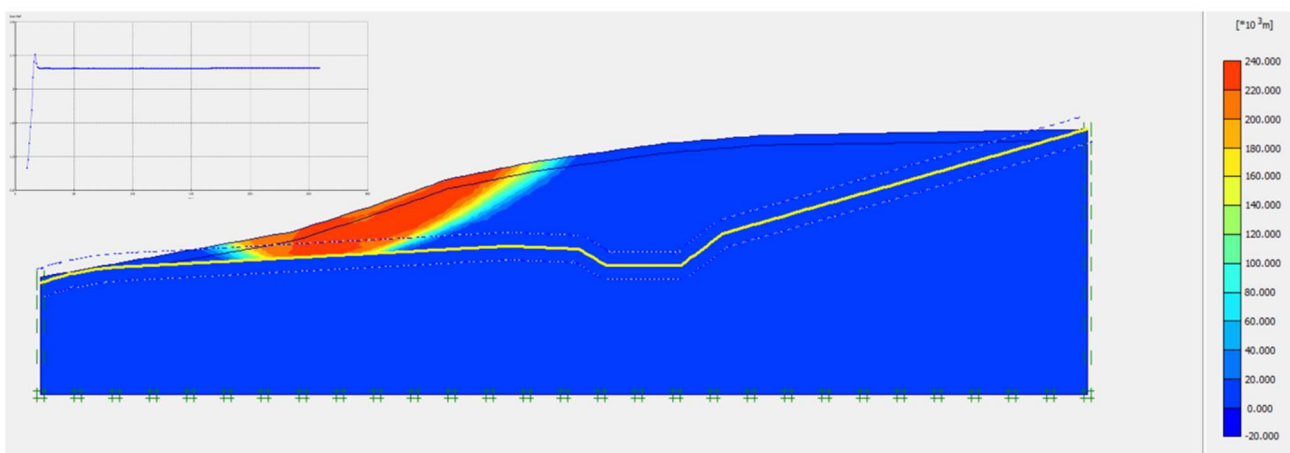


Figura 74- Total increments displacements caso statico con presenza di interfaccia simulata con elemento Geogrid e parametro $R_{interface}$

Total multipliers	
Σ -Mdisp:	1.000
Σ -MloadA:	1.000
Σ -MloadB:	1.000
Σ -Mweight:	1.000
Σ -Maccel:	0.000
Σ -Msf:	2.253
End time:	0.000
End time:	0.000

Figura 75- Risultato FS

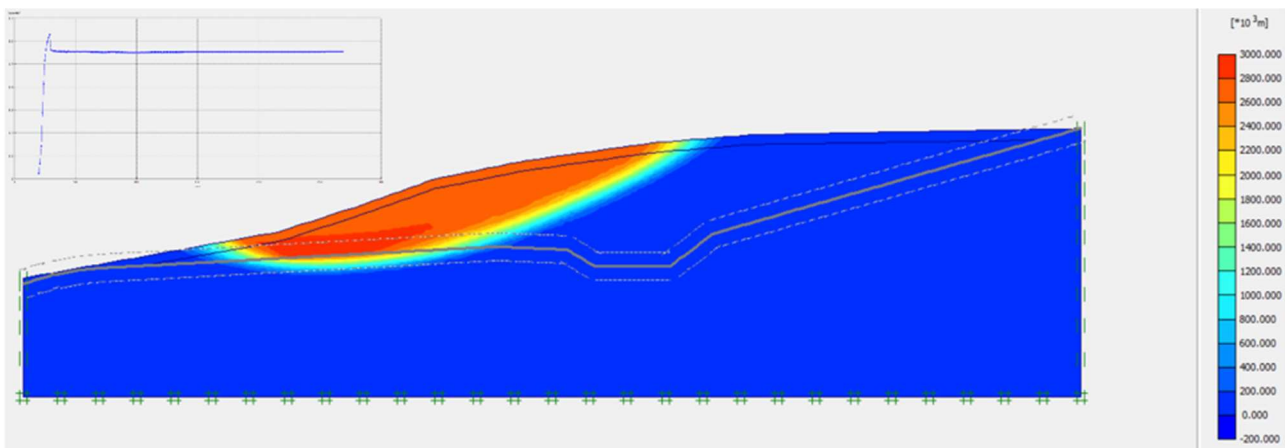


Figura 76- Total increments displacements- caso sismico con forza sismica verso l'alto e con presenza di interfaccia simulata con elemento Geogrid e parametro Rinterface

Total multipliers	
Σ -Mdisp:	1.000
Σ -MloadA:	1.000
Σ -MloadB:	1.000
Σ -Mweight:	1.000
Σ -Maccel:	1.000
Σ -Msf:	1.554
End time:	0.000
End time:	0.000

Figura 77-Risultato FS

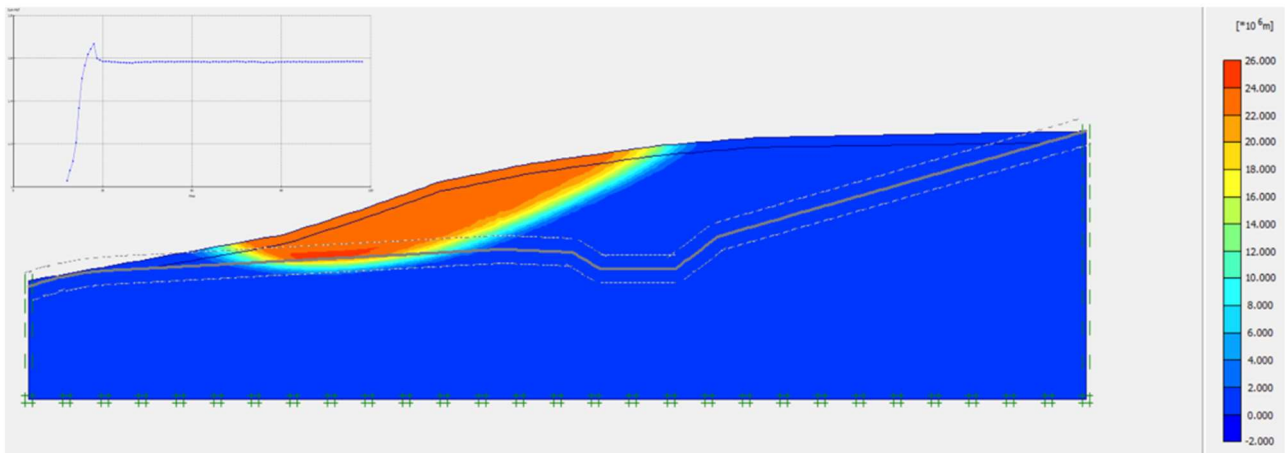


Figura 78- Total increments displacements- caso sismico con forza sismica verso il basso e con presenza di interfaccia simulata con elemento Geogrid e parametro Rinterface.

Total multipliers	
Σ -Mdisp:	1.000
Σ -MloadA:	1.000
Σ -MloadB:	1.000
Σ -Mweight:	1.000
Σ -Maccel:	1.000
Σ -Msf:	1.584
End time:	0.000
End time:	0.000

Figura 79-Risultato FS

Si osserva che nel caso statico la potenziale massa instabile è localizzata nella porzione inferiore del corpo discarica e scorre in parte lungo l'interfaccia, mentre nei due casi sismici le potenziali superfici scorrimento sono collocate nella porzione intermedia nel corpo rifiutite sembrano attraversare la geomembrana suggerendo un danneggiamento localizzato.

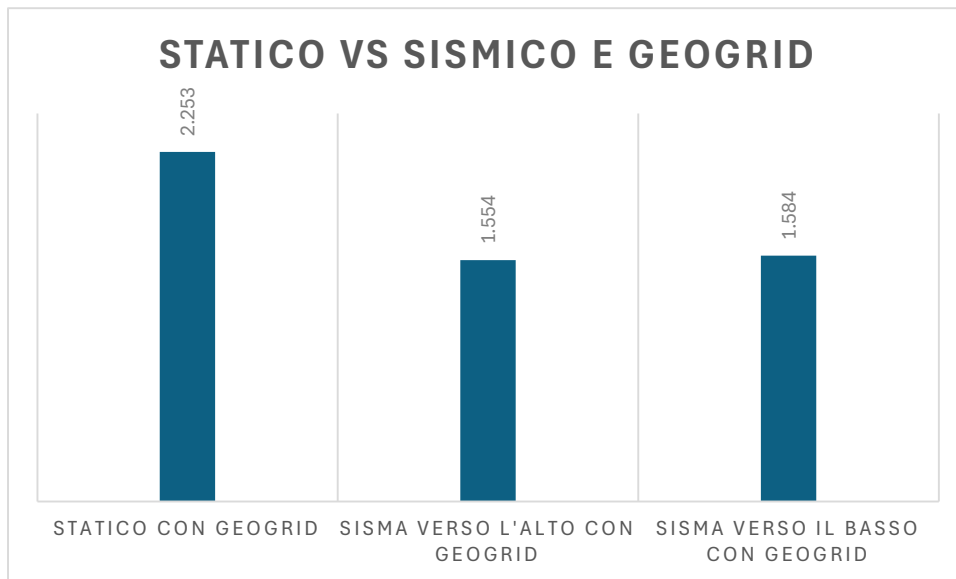


Figura 80- Istogramma rappresentante l'andamento dei fattori di sicurezza per le diverse simulazioni

Come si nota dalla Figura 81, il caso in cui si ottiene un fattore di sicurezza maggiore è quello statico; infatti, con l'applicazione del sisma verso l'alto il FS diminuisce del 31%, mentre con l'applicazione del sisma verso il basso il FS diminuisce del 29.7%.

In Tabella 32 è riportato un riepilogo delle simulazioni analizzate nel seguente paragrafo.

Tabella 302- Riepilogo simulazioni statico vs sismico

Metodo	Modellazione interfaccia	FS
FEM A statico	No	2.179
FEM statico	Sì	2.066
FEM statico	Sì	2.253
FEM D sismico verso l'alto	No	1.951
FEM sismico verso l'alto	Sì	1.328
FEM sismico verso l'alto	Sì	1.554
FEM D sismico verso il basso	No	2.003
FEM sismico verso il basso	Sì	1.381
FEM sismico verso il basso	Sì	1.584

4.3 CONFRONTO TRA I DUE DIVERSI CASI DI MODELLAZIONE DELL'INTERFACCIA IN CONDIZIONI STATICHE

Come già descritto nei paragrafi precedenti, la modellazione FEM dell'interfaccia geomembrana-argilla è stata condotta seguendo due modalità differenti; la prima tramite la creazione di un cluster aggiuntivo con parametri di resistenza al taglio ridotti, tra il fondo e i rifiuti, la seconda attraverso l'inserimento di un elemento geosintetico chiamato geogrid.

Nel presente paragrafo si illustrano i risultati in termini di fattori di sicurezza e posizione delle superfici di scorrimento anche al variare dei parametri caratteristici di resistenza all'interfaccia geomembrana-argilla.

Caso1: SIMULAZIONE CON CLUSTER AGGIUNTIVO (FEM B in Tabella 26)

Nello specifico di questa simulazione è stato possibile mantenere molto basso e costante il valore di coesione dello strato di interfaccia ponendolo pari a 1 kPa mentre è stato fatto variare il valore dell'angolo di resistenza al taglio, eseguendo un'analisi di sensibilità. I valori simulati sono riepilogati di seguito.

- A. Angolo di resistenza al taglio di 10°
- B. Angolo di resistenza al taglio di 12°
- C. Angolo di resistenza al taglio di 20°
- D. Angolo di resistenza al taglio di 28°
- E. Angolo di resistenza al taglio di 30°

Nelle figure dalla 79 alla 83 sono riportate le schemate con la rappresentazione degli “incremental displacement” ottenuti al termine dell'applicazione della Phi-c reduction.

Si osserva che in ognuna delle simulazioni eseguite le possibili superfici di scorrimento sono localizzate nella porzione di valle del corpo discarica, corrispondente alla parte di profilo più acclive. Inoltre sono superfici “composite”: nella parte superiore attraversano il corpo rifiuti per poi scorrere lungo il nuovo cluster, cioè all'interfaccia dei rivestimenti di fondo. Tale configurazione rispecchia la debolezza creata dalla riduzione dei parametri di resistenza al taglio.

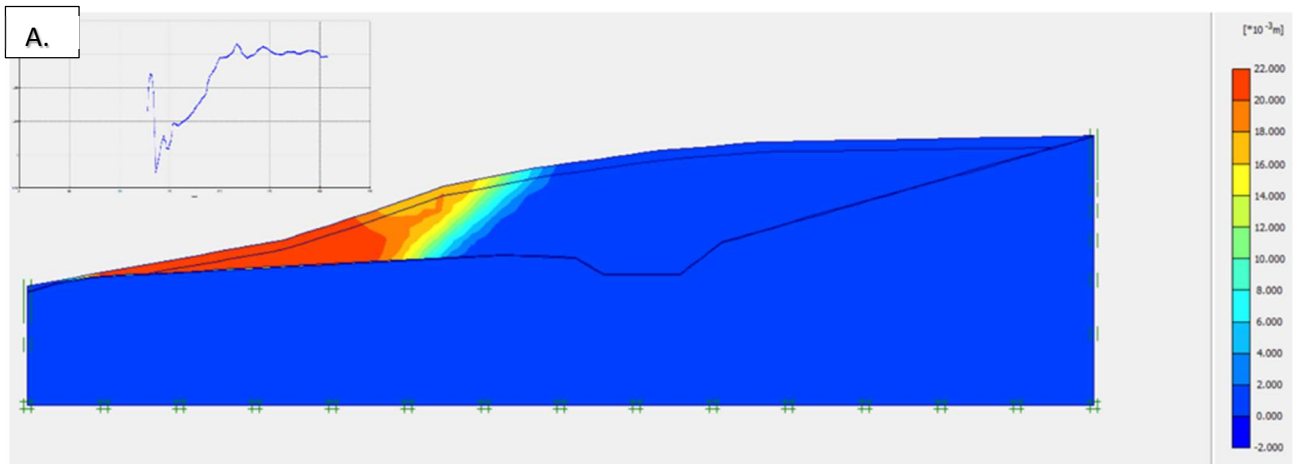


Figura 81- Total increments displacements interfaccia : $c'=1kPa$ e $\Phi'=10^\circ$ (rif. FEM B in Tabella 26)

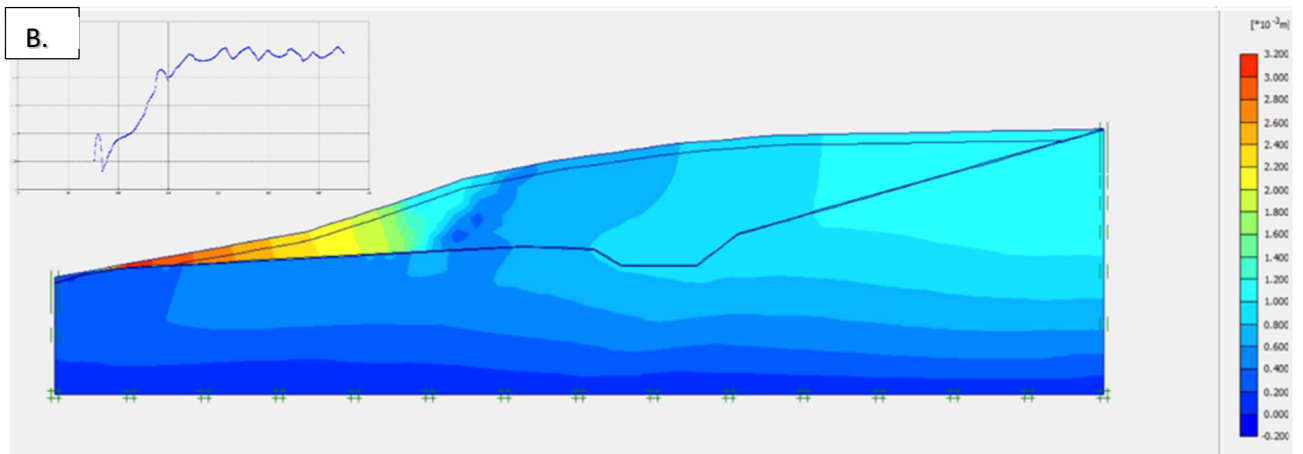


Figura 82- Total increments displacements interfaccia : $c'=1kPa$ e $\Phi'=12^\circ$ (rif. FEM B in Tabella 26)

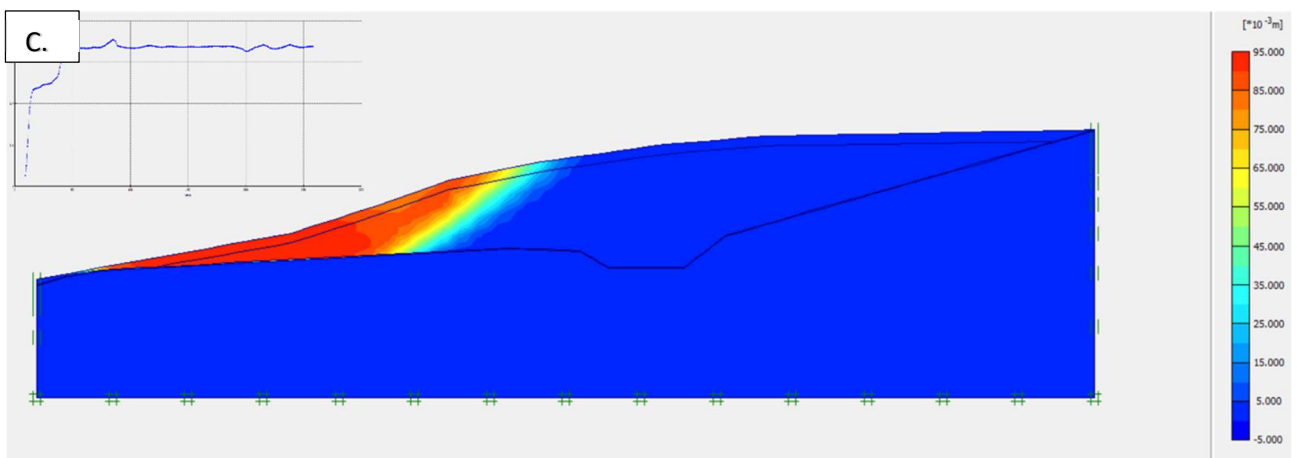


Figura 83- Total increments displacements interfaccia : $c'=1kPa$ e $\Phi'=20^\circ$ (rif. FEM B in Tabella 26)

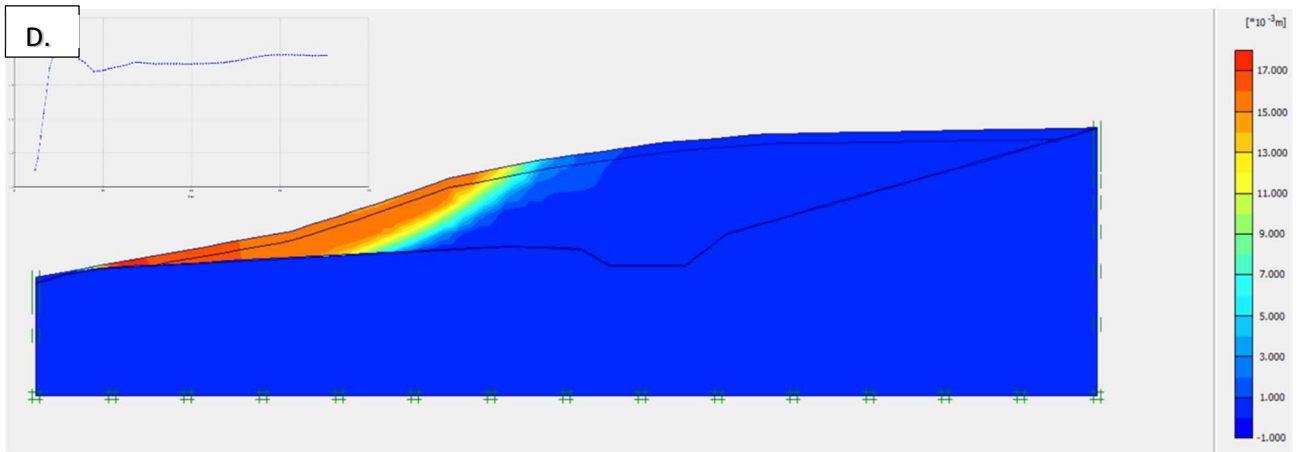


Figura 84- Total increments displacements interfaccia : $c'=1\text{kPa}$ e $\Phi'=28^\circ$ (rif. FEM B in Tabella 26)

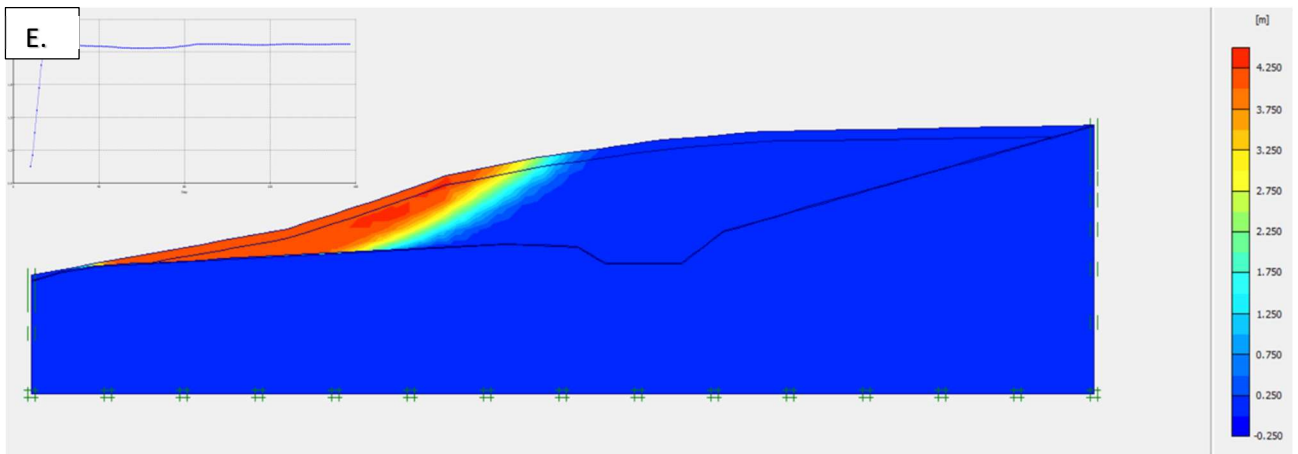


Figura 85- Total increments displacements interfaccia : $c'=1\text{kPa}$ e $\Phi'=28^\circ$ (rif. FEM B in Tabella 26)

In Tabella 33 sono riportati i fattori di sicurezza per i vari casi esaminati.

Tabella 313- FS ottenuti al variare di Φ' per i casi da A a E

c'	ϕ' ridotto	ϕ' ridotto,d	FS	Riduzione FS	Simulazione
kPa	($^\circ$)	($^\circ$)		(%)	
1	10	8.03	1.117	48.55	A
1	12	9.65	1.238	43	B
1	20	16.234	1.675	22.85	C
1	28	23.043	2.066	4.84	D
1	30	24.8	2.171	-	E

La verifica di stabilità è soddisfatta in tutti i casi esaminati. Nel caso del minimo valore di Φ' simulato, il valore di sicurezza è proprio pari a limite consentito dalla verifica normativa mentre, agli estremi del range di variazione, arriva a raddoppiare rispetto al valore richiesto.

Caso 2: SIMULAZIONE CON COMANDO GEOGRID (FEM C in Tabella 26)

A differenza della simulazione precedente, in questo caso, il metodo di inserimento dell'elemento "geogrid" richiede l'uso del parametro Rinterface che agisce nella stessa misura per ridurre sia la coesione che la tangente dell'angolo di resistenza a taglio. Tale metodo, quindi, non consente di mantenere bassa e costante la coesione che varia assieme all'altro parametro di resistenza (si veda il paragrafo 3.4-GEOMEMBRANA). In tal caso, è stato applicato un fattore di riduzione delle resistenze tale che l'interfaccia tale che la variazione dell'angolo di resistenza al taglio sia la stessa della famiglia di simulazioni realizzate con il cluster aggiuntivo, precedentemente discussa. I valori simulati sono riportati di seguito.

- F. Angolo di resistenza al taglio di 10° e coesione pari a 5.3 (lato bedrock) e 3.3 (lato Aged waste)
- G. Angolo di resistenza al taglio di 12° e coesione pari a 6.4 (lato bedrock) e 4 (lato Aged waste)
- H. Angolo di resistenza al taglio di 20° e coesione pari a 11 (lato bedrock) e 6.7 (lato Aged waste)
- I. Angolo di resistenza al taglio di 28° e coesione pari a 16 (lato bedrock) e 9.84 (lato Aged waste)
- L. Angolo di resistenza al taglio di 30° e coesione pari a 16 (lato bedrock) e 10.7 (lato Aged waste)

In particolare, conducendo le simulazioni definendo un angolo di attrito "voluto" è stato necessario, per ogni valore dell'angolo desiderato, impostare due diversi parametri di riduzione delle resistenze all'interfaccia, R interface: uno lato Bedrock e l'altro lato Aged waste.

Nelle figure dalla 84 alla 88 sono riportate le schemate con la rappresentazione degli "incremental displacement" ottenuti al termine dell'applicazione della Phi-c reduction che consentono l'individuazione della potenziale superficie di scorrimento.

Anche in questo caso bisogna sottolineare che le possibili superfici di scorrimento sono localizzate nella porzione di valle del corpo discarica, corrispondente alla parte di profilo più acclive e non intercettano mai lo strato di terreno di fondo della discarica incontrando a profondità meno elevate un punto di debolezza meccanica del sistema rappresentato dall'interfaccia modellata. Nel caso delle simulazioni F, G e H le superfici di scorrimento attraversano il corpo rifiuti nella parte superiore per poi scorrere lungo il nuovo cluster, cioè all'interfaccia dei rivestimenti di fondo mentre nei casi I e L le superfici tornano a essere quasi circolari interessando solo il corpo rifiuti, tale occorrenza è

facilmente spiegabile poiché, per queste due simulazioni, i valori alti di c' e Φ' all'interfaccia sono molto elevati quindi cessa la condizione di debolezza dell'interfaccia.

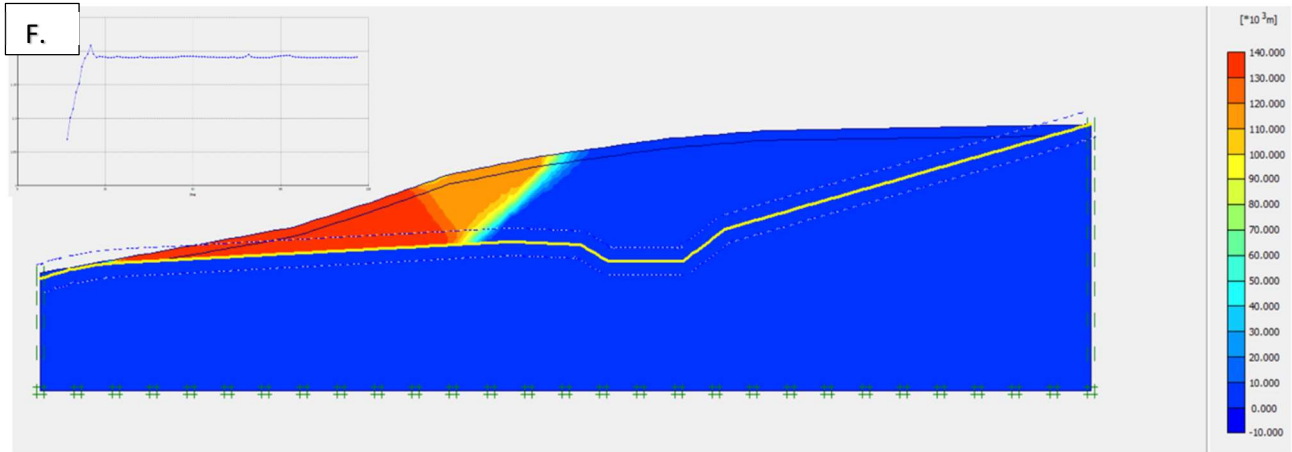


Figura 86- Total increments displacements (rif. FEM C in Tabella 26)

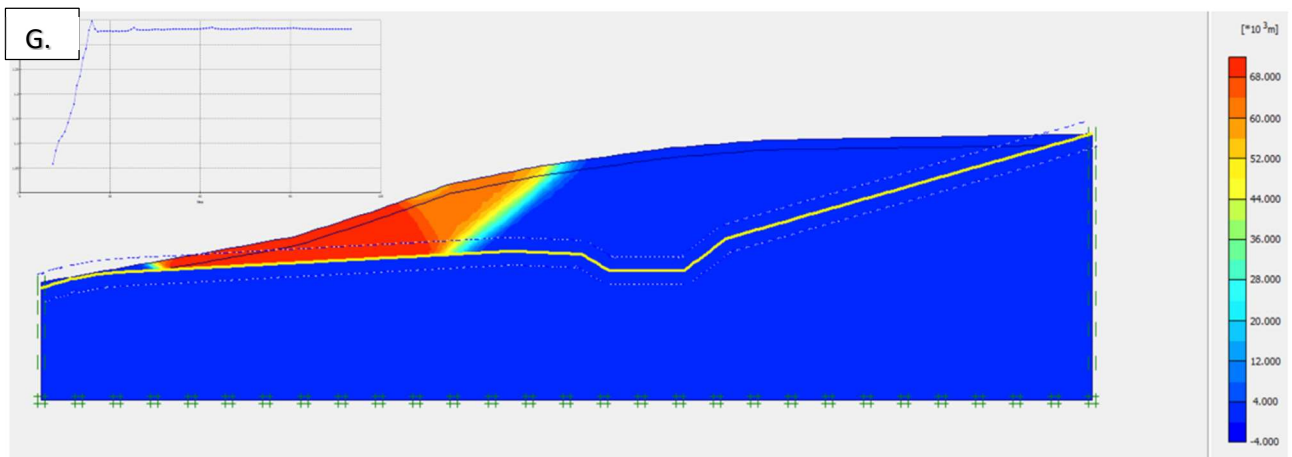


Figura 87-Total increments displacements ((rif. FEM C in Tabella 26)

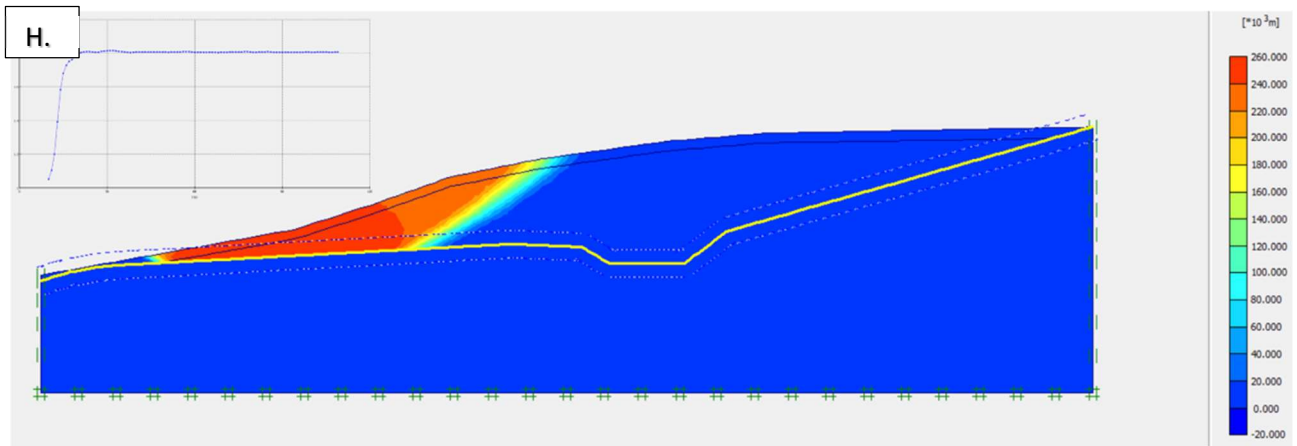


Figura 88-Total increments displacements (rif. FEM C in Tabella 26)

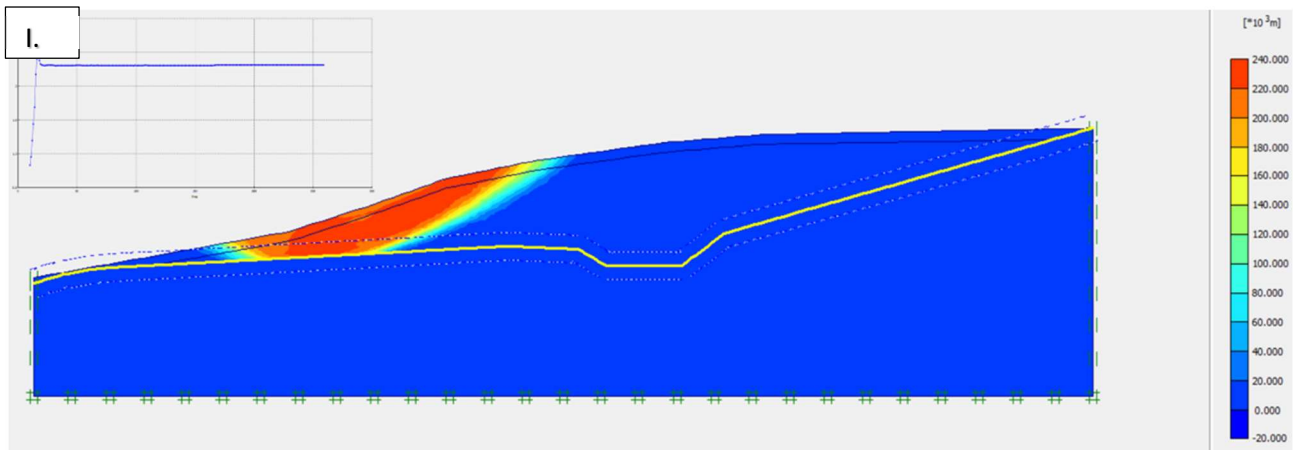


Figura 89-Total increments displacements (rif. FEM C in Tabella 26)

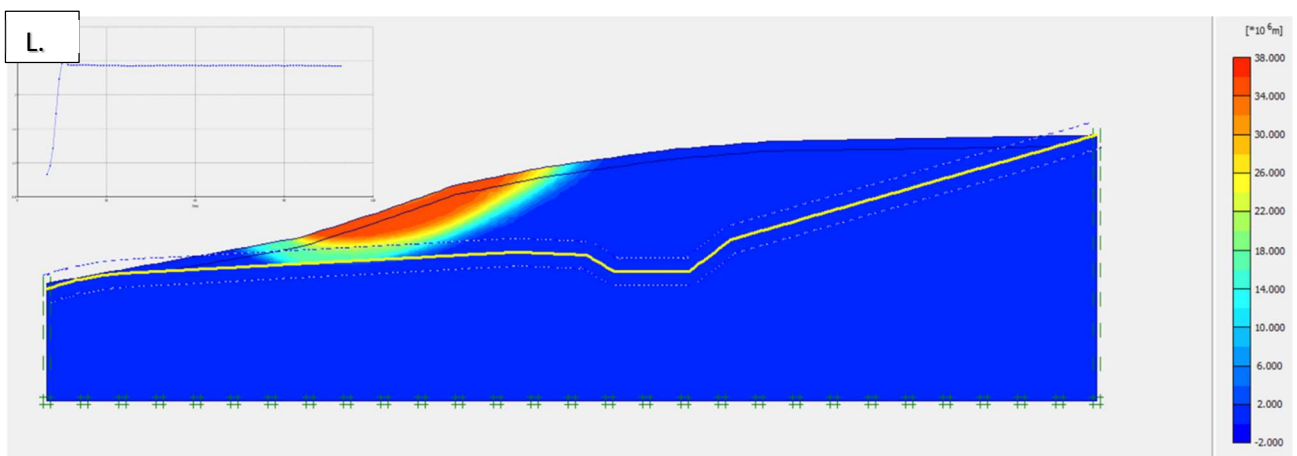


Figura 90-Total increments displacements (rif. FEM C in Tabella 26)

Di seguito sono riportati i fattori di sicurezza per i vari casi e un confronto grafico tra le due metodologie (Figura 92).

Tabella 324- FS ottenuti al variare di c' e Φ' nei casi simulati da F a L

R_{inter}		ϕ'	ϕ' ridotto	c'		FS	simulazione
Bedrock	Agedwaste	(°)	(°)	(kPa) BR	(kPa) AW		
0.332	0.272	10	8.03	5.3	3.3	1.191	F
0.4	0.33	12	9.65	6.4	4	1.331	G
0.685	0.56	20	16.234	11	6.7	1.807	H
1	0.82	28	23.043	16	9.84	2.253	I
1	0.89	30	24.8	16	10.7	2.341	L

In Figura 92 è riportato il risultato dell'analisi di sensibilità eseguita ed è possibile anche un confronto grafico tra le due metodologie utilizzate per la rappresentazione dell'interfaccia geomembrana-argilla (Figura92).

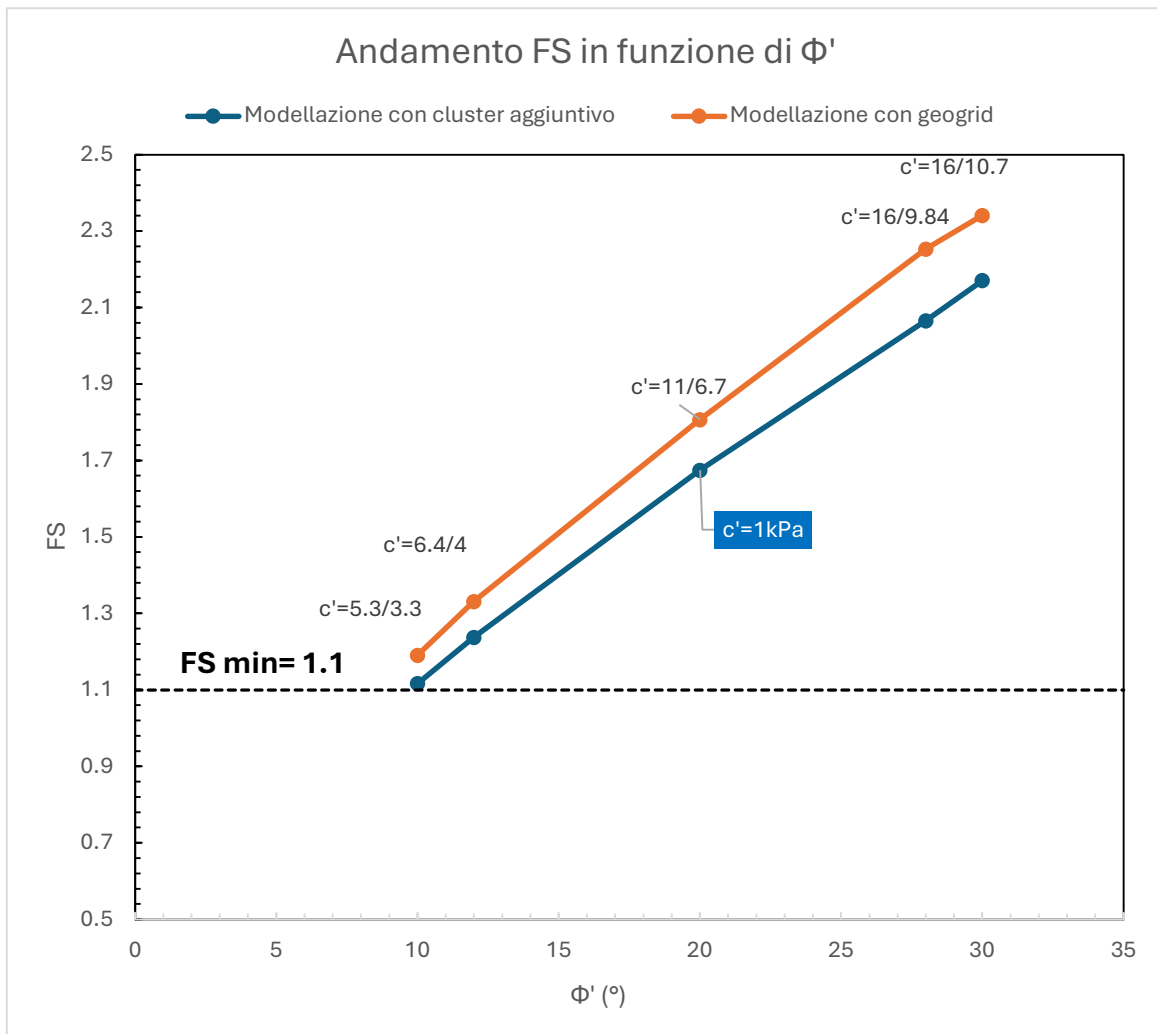


Figura 91- Andamento dei fattori di sicurezza nelle due diverse modellazioni considerate al variare dell'angolo di resistenza a taglio. I valori di coesione sono indicati nelle etichette, nella forma valore [lato bedrock/valore lato aged waste].

Nella Figura 92 si può notare come i valori dei FS nel caso di interfacce modellate con l'inserimento della Geogrid siano sempre superiori rispetto a quanto risulta dall'analisi concernente lo strato aggiuntivo. Ciò è dovuto al fatto che nel primo caso si interviene sulla riduzione dei parametri di resistenza all'interfaccia tramite il fattore R_{inter} , ma tale fattore non arriva mai a ridurre del tutto o quasi la coesione, la quale rimane certamente sempre maggiore di 1kPa in tutte le simulazioni a differenza dei casi simulati con il cluster aggiuntivo per i quali la coesione è quasi nulla o costante, pari a 1kPa.

In definitiva, comunque, i risultati ottenuti dalle due diverse modellazioni sono simili e la verifica di stabilità eseguita ai sensi delle NTC risulta sempre soddisfatta, anche per i parametri geotecnici più bassi, quindi più cautelativi del range considerato.

4.4 RISULTATI DELLA MOEDLLAZIONE DEL PERCOLATO

Come già detto nei paragrafi precedenti, la modellazione del percolato (FEM E) ha richiesto la modifica della geometria del fondo del modello, non si è trattato di una modifica sostanziale ma è stato necessario rendere affiorante il bedrock all'estremità di valle del modello (Figura 93).

È stata eseguita l'analisi con presenza di percolato, sia in condizioni statiche che sismiche; le principali differenze tra le due condizioni si presentano sottoforma di entità del valore dei FS e della quantità di punti mobilitati.

Infatti, nel caso in cui è applicato il sisma in presenza di percolato, i fattori di sicurezza sono sensibilmente inferiori. D'altro canto, le potenziali superfici di scorrimento coinvolgono volumi maggiori. Inoltre, si osserva, come atteso, che l'applicazione della sollecitazione sismica diretta verso il basso restituisce sempre dei valori maggiori in termini di FS rispetto alla componente diretta verso l'alto.

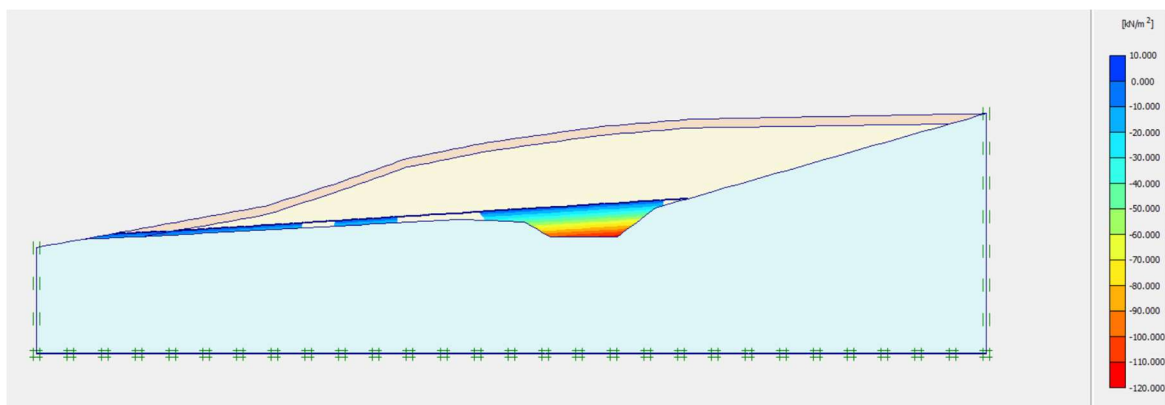


Figura 92- Inserimento del phreatic level sospeso e generazione iniziale delle pressioni interstiziali

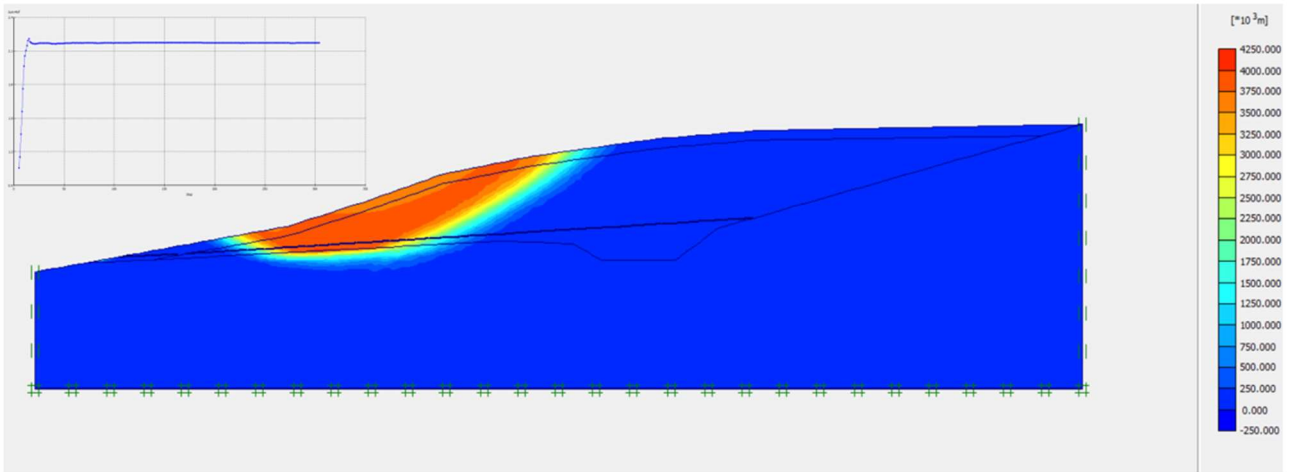


Figura 93-Total increments displacements (rif. FEM E in Tabella 26)

Total multipliers	
Σ -Mdisp:	1.000
Σ -MloadA:	1.000
Σ -MloadB:	1.000
Σ -Mweight:	1.000
Σ -Maccel:	0.000
Σ -Msf:	2.170
End time:	0.000
End time:	0.000

Figura 94-Risultato FS

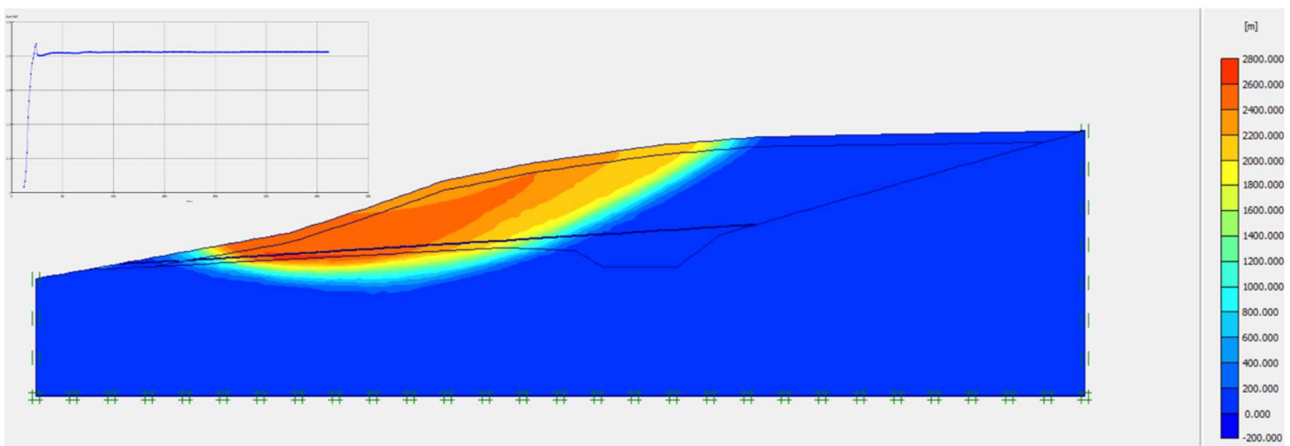


Figura 95-Total increments displacements (rif. FEM D in Tabella 26)

Total multipliers	
Σ -Mdisp:	1.000
Σ -MloadA:	1.000
Σ -MloadB:	1.000
Σ -Mweight:	1.000
Σ -Maccel:	1.000
Σ -Msf:	1.412
End time:	0.000
End time:	0.000

Figura 96-Risultato FS

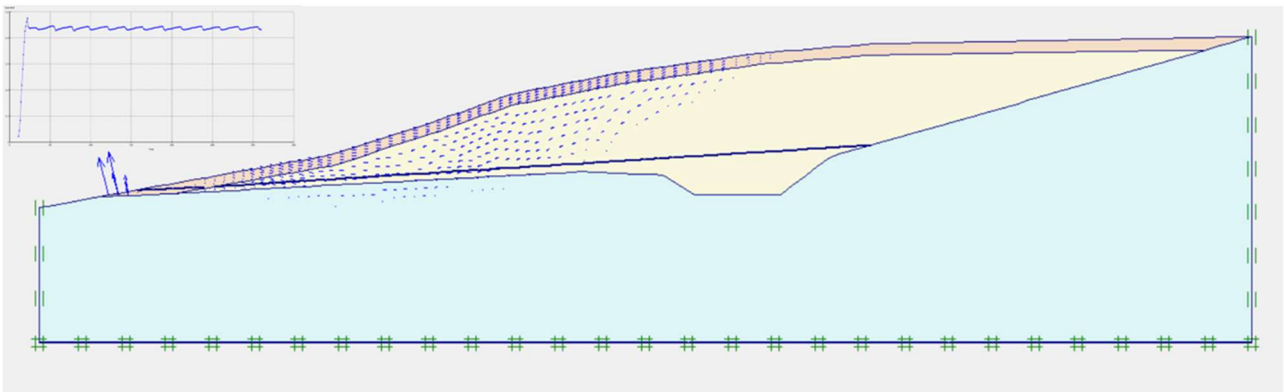


Figura 97-Total increments displacements (rif. FEM D in Tabella 26) in caso di applicazione del sisma verso il basso

Total multipliers	
Σ -Mdisp:	1.000
Σ -MloadA:	1.000
Σ -MloadB:	1.000
Σ -Mweight:	1.000
Σ -Maccel:	0.999
Σ -Msf:	1.432
End time:	0.000
End time:	0.000

Figura 98-Risultato FS

Di seguito viene riportato un grafico riassuntivo e rappresentativo dei FS per i vari casi considerati, la presenza di percolato rende meno stabile la configurazione simulata.

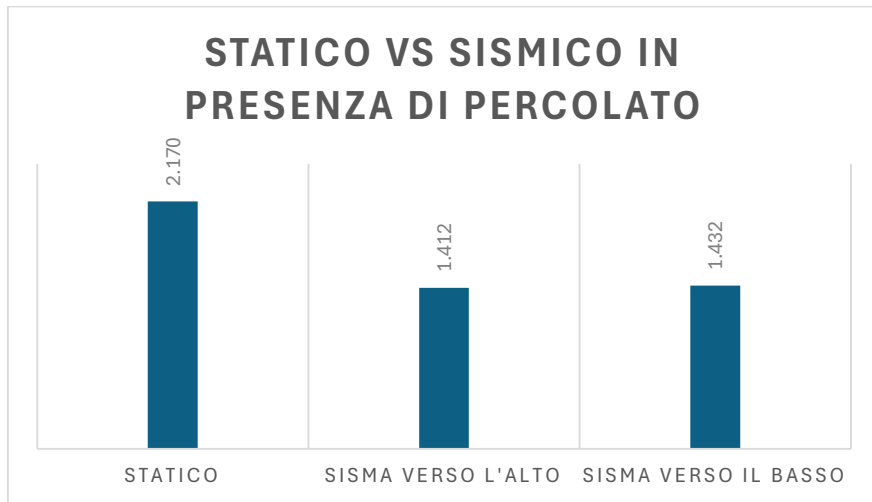


Figura 99- Istogramma rappresentante l'andamento dei fattori di sicurezza per le diverse simulazioni

CAPITOLO 5

CONCLUSIONI E SVILUPPI FUTURI

Con riferimento alla discarica in pendio oggetto del presente lavoro di tesi, l'analisi delle indagini disponibili ha consentito la costruzione del modello geotecnico alla base delle analisi di stabilità per la sezione oggetto di studio.

In particolare, per la costruzione della geometria del modello ci si è basati sui rilevamenti topografici attuali per il profilo superiore della sezione e sui dati storici a disposizione per la ricostruzione della geometria del fondo. La stratigrafia di riferimento è stata definita a partire dai risultati di sondaggi geognostici eseguiti nel periodo compreso tra il 1983 e il 1997, periodo corrispondente alla progettazione e alla costruzione della discarica in esame. La categoria di sottosuolo e i parametri geotecnici del terreno sono stati definiti basandosi sui risultati di prove in sito (prove penetrometriche e prove di permeabilità) e di prove di laboratorio (permeabilità, taglio diretto, analisi granulometrica, compressione ad espansione laterale libera). Si è scelto di assegnare, cautelativamente, al terreno di fondo i parametri caratteristici derivanti da prove eseguite sul substrato alterato. Dati di letteratura sono stati analizzati per definire i parametri dei due strati di rifiuti individuati, uno più datato e il più superficiale più recente.

Avendo analizzato la stabilità della discarica sia tramite metodi dell'equilibrio limite (metodo di Morgenstern and Price) che metodi agli elementi finiti (Phi-c Reduction), è possibile concludere che i risultati ottenuti con le due classi di metodi, in condizioni statiche, sono in buon accordo, sia come geometria delle potenziali superfici di scorrimento, sia come valori dei fattori di sicurezza.

Le simulazioni agli elementi finiti sono state sviluppate sia in condizioni statiche che sismiche (metodo pseudostatico), portando in conto anche la riduzione delle resistenze in corrispondenza delle interfacce dei rivestimenti di fondo (geomembrana-argilla) con due diversi approcci. La stabilità del pendio è verificata ai sensi delle NTC in tutti i casi esaminati. È stata sviluppata inoltre una analisi di sensibilità del fattore di sicurezza alla variazione dell'angolo di resistenza al taglio all'interfaccia per valutare gli effetti dell'incertezza su tali parametri di resistenza.

Nello specifico, in condizioni statiche, i valori dei fattori di sicurezza arrivano a raddoppiare i limiti richiesti per la verifica dalla norma, mentre, ovviamente, in condizioni sismiche tali fattori si riducono ma la riduzione è tale da garantire comunque la verifica della stabilità.

Alcuni tentativi preliminari di simulazione della presenza di percolato sono stati intrapresi ma hanno evidenziato problemi numerici legati probabilmente alla geometria del modello e alle condizioni al contorno. Si prevede di approfondire tale aspetto provando ad ampliare il modello di riferimento.

BIBLIOGRAFIA

- “Geotecnica”, Lancellotta, IV edizione Zanichelli
- “La Spinta Delle Terre e Le Opere di Sostegno”, C.R.I. Clayton, J. Milititsky, R.I. Woods, Hevelius edizioni
- “Fondazioni”, Carlo Viggiani, Hevelius edizioni
- “Relazione geologica e geomorfologica”, Ampliamento discarica controllata rifiuti solidi urbani, Sergio Raccichini, Fermo 16 Luglio 1997
- “Norme Tecniche delle Costruzioni”, 2023/2018/2008
- “Aspetti geotecnici delle discariche esistenti: Problematiche di instabilità ed interventi di ripristino”, E. Pasqualini, M. Di Sante. E. Fratolocchi, Rem Tech 2015
- “Stability analyses and design of a waste landfill enlargement in a seismic area”, Francesco Mazzieri, Marta Di Sante, Evelina Fratolocchi, Ivo Bellezza, Erio Pasqualini, Dept. SIMAU, Università Politecnica delle Marche
- “Waste Mechanics and sustainable landfilling Technology: Comparison Between HFWC and LFWC MSWs”, Chen et al. , MOE Key Laboratory of Soft Soils and Geoenvironmental Engineering, Zhejiang University, Hangzhou, China
- “Numerical Modelling to Identify Key Factors Controlling Interface Behaviour of Geosynthetic Lining Systems”, Tano, Stoltz, Touse-Foltz, Oliver, Geosynthetics International, 2016
- “Plaxis reference Manual” v.8,2003
- “Stability Modeling with SLOPE/W”, GEO-SLOPE International, 2015
- Dispensa del corso “Consolidamento dei terreni”, M. Di Sante,2023
- D.lgs 3 settembre 2020, n. 121, Norme in materia di discariche di rifiuti - Modifiche al Dlgs 36/2003
- D.lgs. n. 36 del 13 gennaio 2003, Norme in materia di discariche di rifiuti