



Consorzio Z.I.R. Chilivani - Ozieri

PROGETTAZIONE:



STUDIO DI INGEGNERIA GEOTECNICA E AMBIENTALE
Largo Amba Aradam, 1 - 00184 Roma

DIRETTORE TECNICO

Prof. Ing. Quintilio Napoleoni

COORDINAMENTO DELLA PROGETTAZIONE

Ing. Gadiel Coen
Ing. Francesca Leo

GRUPPO DI PROGETTAZIONE

Ing. Claudio Gravina Ing. Emanuela Necci
Ing. Roberto Razzano Arch. Flavio Di Persio
Ing. Silvia Scozzari Ing. Alessandro Presente
Ing. Matteo Ruggeri Dott. Geol. Paolo Zaffiro



PROGETTO DEFINITIVO

Realizzazione del terzo modulo della discarica a servizio
dell'impianto di trattamento di Coldianu
Recepimento del nuovo Piano di gestione dei rifiuti
Approvato con D.G.R. 69/15 del 23/12/2016
e pubblicato nel BURAS n.4 del 19/01/2017

RELAZIONE DI CALCOLO

CODICE ELABORATO

Z R Z S T B 2 3 R 0 1

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato
0	1° Emissione	A. Presente	19/06/2023	G. Coen	19/06/2023	Q. Napoleoni	19/06/2023	Prof. Ing. Q. Napoleoni

Il presente documento non potrà essere copiato, riprodotto o altrimenti pubblicato, in tutto o in parte, senza il consenso scritto della E&G S.r.l. ogni utilizzo non autorizzato sarà perseguito a norma di legge.

INDICE

1	PREMESSE	3
2	NORMATIVA E BIBLIOGRAFIA DI RIFERIMENTO	4
2.1	Normative.....	4
2.2	Bibliografia.....	4
3.	UBICAZIONE E INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO.....	5
4.	DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI DI PROGETTO	7
5.	IL MODELLO GEOTECNICO	14
5.1	Campagna di indagini	14
5.2	Caratteristiche litostratigrafiche	15
5.3	Caratterizzazione geotecnica dei terreni di fondazione	16
5.4	Caratterizzazione geotecnica dei materiali di progetto.....	20
5.5	Caratteristiche idrauliche del sottosuolo.....	24
5.6	Sintesi caratterizzazione geotecnica	26
6.	INQUADRAMENTO SISMICO	27
6.1	Classificazione sismica del sito	27
6.2	Coefficienti sismici adottati nelle analisi di stabilità	32
7.	APPROCCIO NORMATIVO.....	34

8.	ANALISI NUMERICHE.....	36
8.1	Analisi di stabilità.....	38
8.1.1	Descrizione del codice di calcolo: Geoslope	38
8.1.2	Metodo di calcolo e modelli	42
8.2	Analisi dei cedimenti indotti e valutazione sulla stabilità della geomembrana	45
8.2.1	Descrizione del codice di calcolo: Plaxis 2D.....	45
8.2.2	Metodo di calcolo e modelli	50
8.2.3	Descrizione delle fasi di calcolo	54
8.3	Risultati delle analisi.....	61
8.3.1	Veriifiche di stabilità	61
8.3.2	Cedimenti.....	71
8.3.3	Stabilità della geomembrana	74

1 PREMESSE

Il presente documento si inserisce all'interno del Progetto definitivo per la Realizzazione del terzo modulo della discarica a servizio dell'impianto di trattamento di Coldianu – Ozieri.

La presente relazione integrata rispetto alle precedenti, costituisce la Relazione di calcolo del Progetto Definitivo di II revisione.

Nel dettaglio si provvederà a:

- descrivere le caratteristiche principali dell'opera di progetto;
- richiamare la stratigrafia di progetto;
- richiamare le proprietà meccaniche delle unità litotecniche;
- verificare la corrispondenza dell'opera alle prescrizioni della normativa vigente (NTC18).

2 NORMATIVA E BIBLIOGRAFIA DI RIFERIMENTO

2.1 NORMATIVE

Nel presente studio si è fatto riferimento alla seguente normativa:

- Decreto del Ministero delle Infrastrutture del 17/01/2018 “Norme Tecniche per le Costruzioni” pubblicate sulla G.U. n. 8 del 20/02/2018.
- Circolare esplicativa CSLP n.7 del 21/01/2019: “Istruzioni per l’applicazione dell’Aggiornamento delle ‘Norme tecniche per le Costruzioni’” di cui al D.M. 17/01/18.

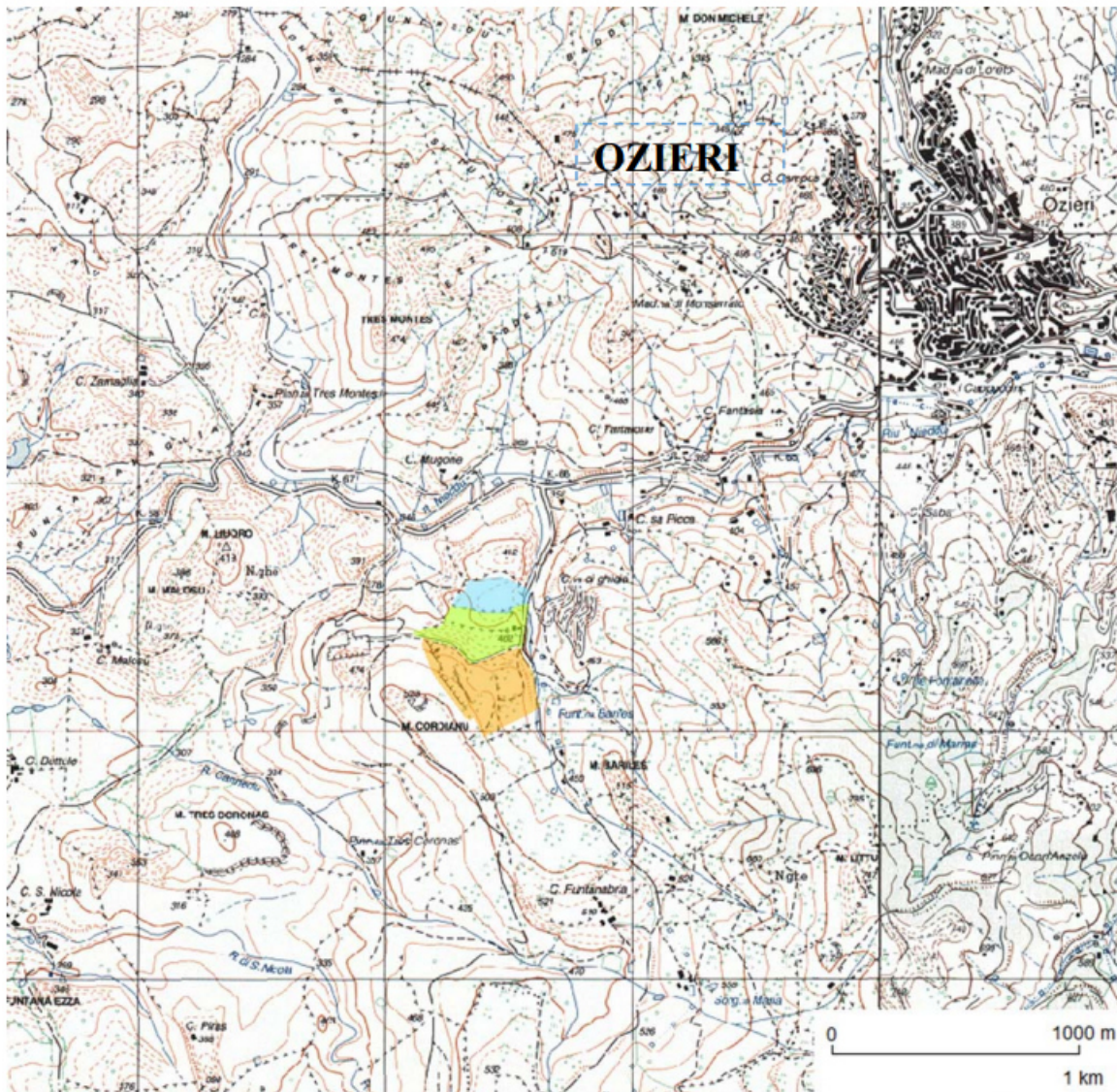
2.2 BIBLIOGRAFIA

Nel presente documento si è fatto riferimento ai seguenti riferimenti bibliografici, opportunamente richiamati all’interno del testo:

- Kumar D., Kumar N., Gupta A., *Geotechnical Properties of Fly Ash and Bottom Ash Mixtures in Different Proportions*, International Journal of Science and Research (IJSR),2014.
- Gupta G., Datta M., Ramana G.V., Alappat N.J., *MSW incineration bottom ash (MIBA) as a substitute to conventional materials in geotechnical applications: A characterization study from India and comparison with literature*, Construction and Building Materials,2021.

3. UBICAZIONE E INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO

Il Monte Coldianu, ubicato poco a sud della città di Ozieri, da cui dista solo pochi chilometri, è divenuto un riferimento costante per lo smaltimento e il trattamento dei rifiuti urbani selezionati o tal quali e oggi è un punto di riferimento per tutta l'Isola in caso di emergenze per blocco di altri impianti o per esaurimento di volumi in altri siti. Dalché la scelta di ubicare il nuovo sito della futura discarica in prossimità dell'impianto di compostaggio, puntando sul fatto che l'area è ormai destinata a sede di trattamento dei rifiuti, anche perché ciò consente di sfruttare i presidi già realizzati nei due impianti in esercizio, oltre alle altre strutture e infrastrutture in essere e facilmente convertibili e di minimizzare gli impatti, ambientali ed economici, dovuti al trasporto dei residui da selezione dall'impianto al sito di deposito finale. Sulla base di tali motivazioni il si è scelto un'area alla base del Monte di Coldianu, tra la strada che attualmente conduce alla discarica in esercizio e l'impianto di compostaggio e si estende in parte su una conca abbastanza delineata e in parte sul raccordo tra questa e il versante. L'ubicazione dell'area in esame è riportata in Figura 1, laddove si può anche osservare la posizione del nuovo sito rispetto al sistema di smaltimento di Coldianu: l'impianto è facilmente raggiungibile percorrendo la S.S. 128 bis, da Ozieri verso Mores; quindi, svoltando a sinistra in prossimità del km 66 da dove, per circa 600 m, si percorre uno stradello che serve anche la Cava di Sa Picca, detta appunto strada delle cave. Esso si sviluppa parallelamente al corso del Rio Bariles, oppure Rio Funtanabria come da alcuni viene sovente indicato, l'asta drenante principale dell'area particolarmente articolata che degrada verso la S.S. 128 bis.



- area di interesse
- discarica in esercizio
- impianto compostaggio

Figura 1: Ubicazione dell'area di interesse per la discarica di progetto

4. DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI DI PROGETTO

Il progetto consiste nella realizzazione del terzo modulo della discarica a servizio dell'impianto di trattamento di Coldianu presso l'area già individuata nelle precedenti fasi progettuali e riportata in Figura 3 e Figura 3.

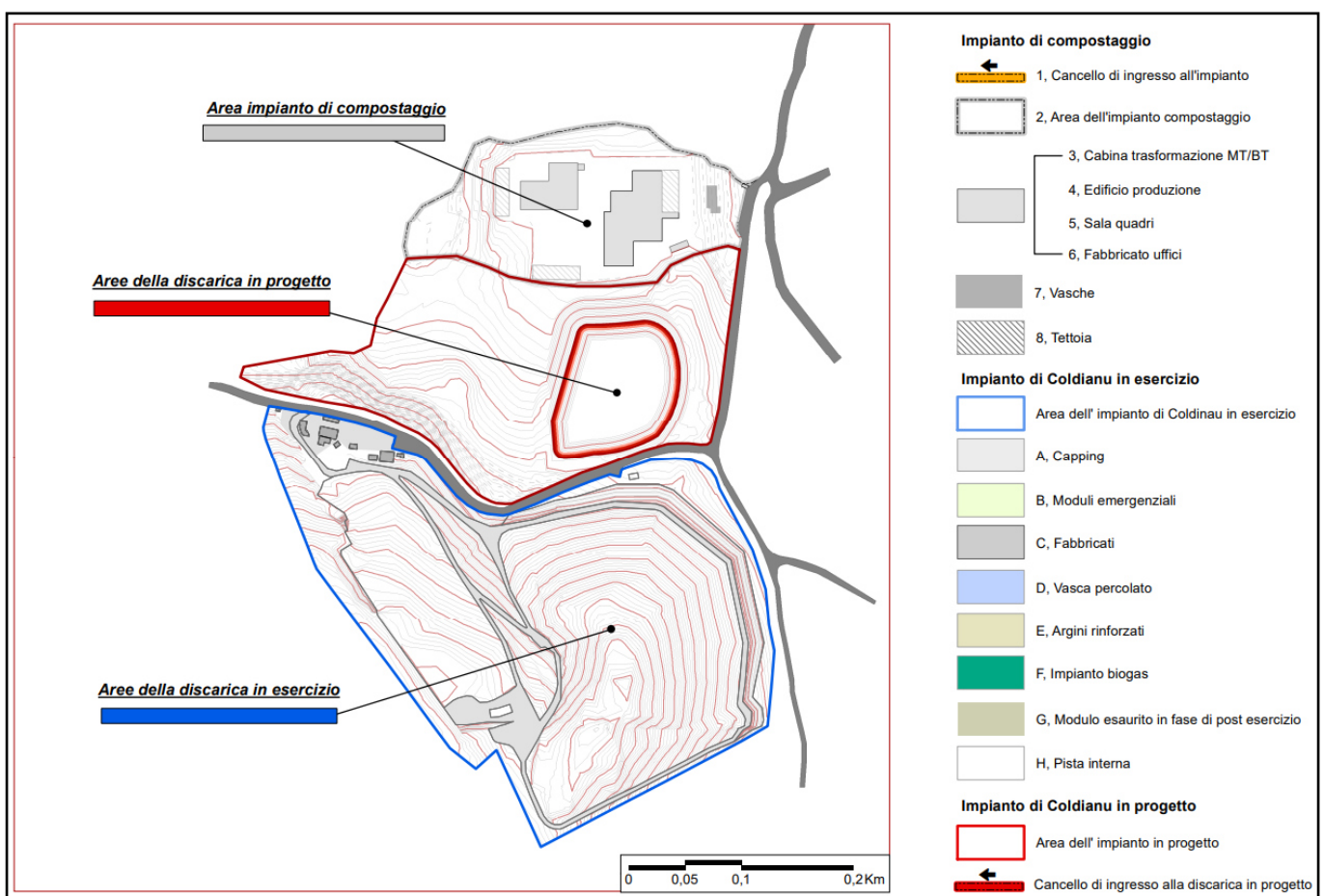


Figura 2: Inquadramento area di interesse di Coldianu - Ozieri

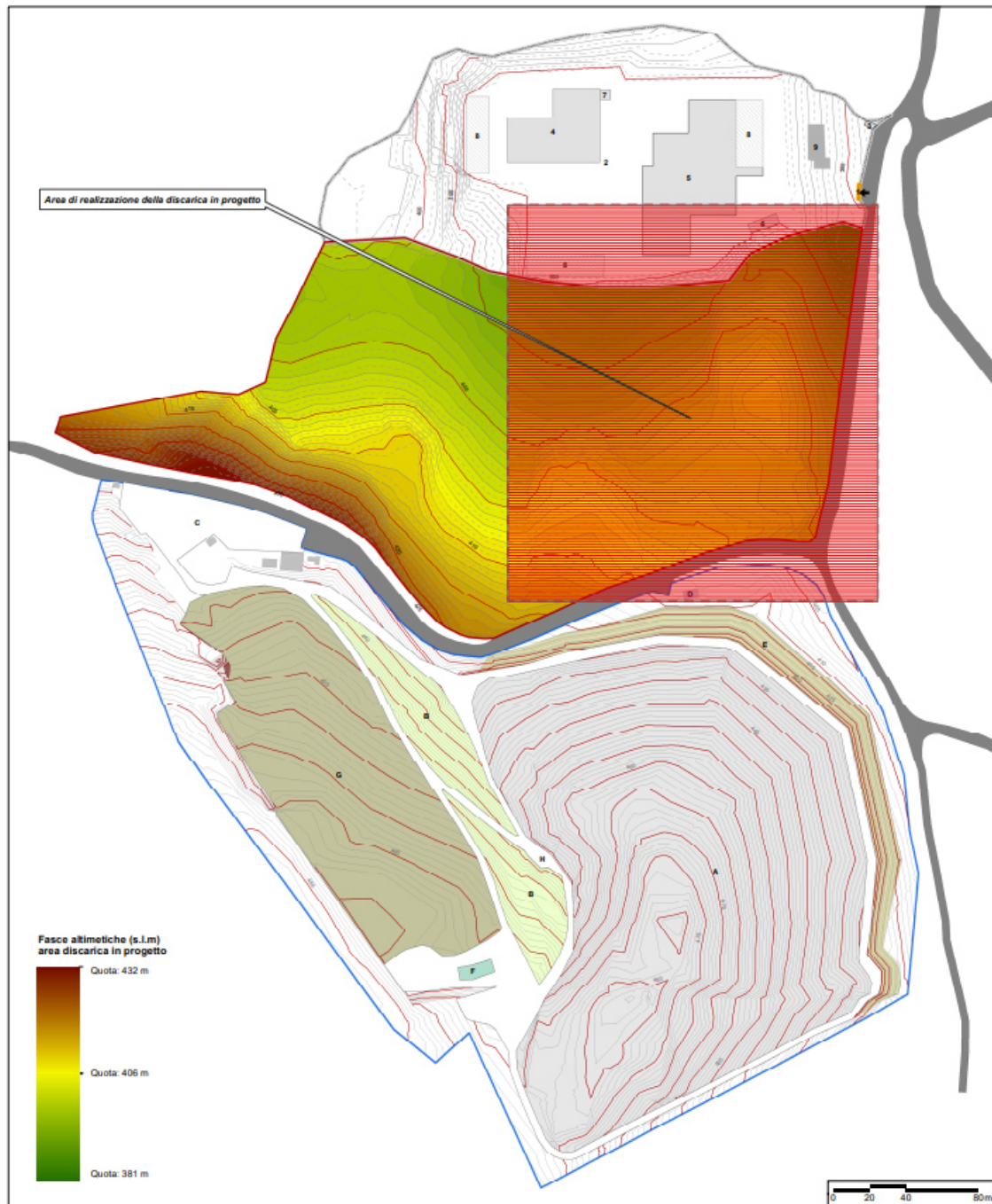


Figura 3: Sistema funzionale di Coldinau – Stato di fatto

Al fine di procedere alla esecuzione di tale discarica, dal punto di vista progettuale si individuano e distinguono 3 fasi consecutive:

- 1) Scavo fino a quota 401 m s.l.m., realizzazione del fondo vasca alla quota di progetto 402 m s.l.m. mediante argilla compattata e realizzazione degli argini della discarica con quota massima di progetto pari a 409 m s.l.m. (Figura 4)
- 2) Abbancamento dei rifiuti fino alla quota di progetto 408.50 m s.l.m. (Figura 5);
- 3) Copertura finale alla quota di progetto 411 m s.l.m. (Figura 6)

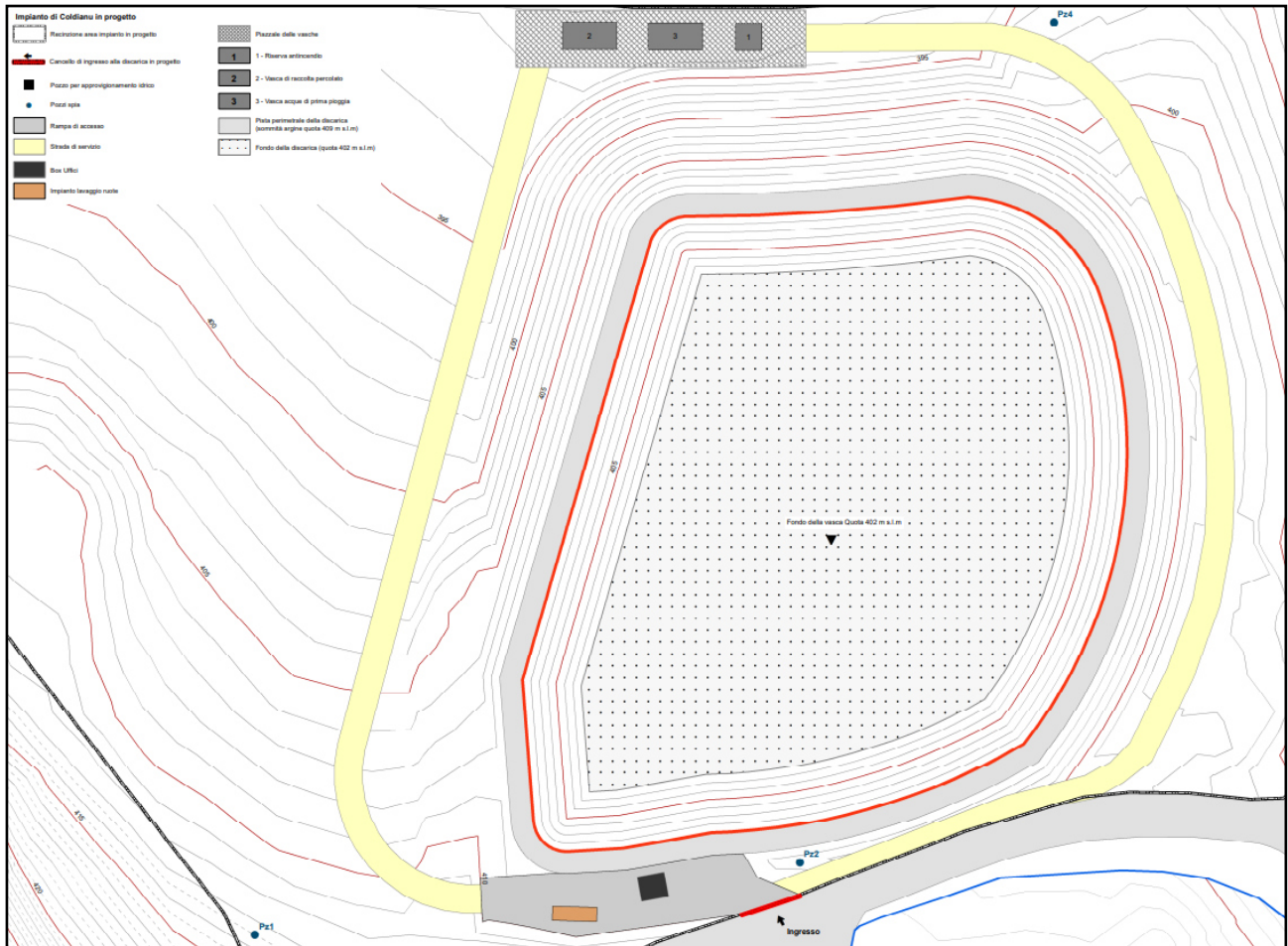


Figura 4: Fase 1 – Realizzazione della vasca e degli argini della discarica

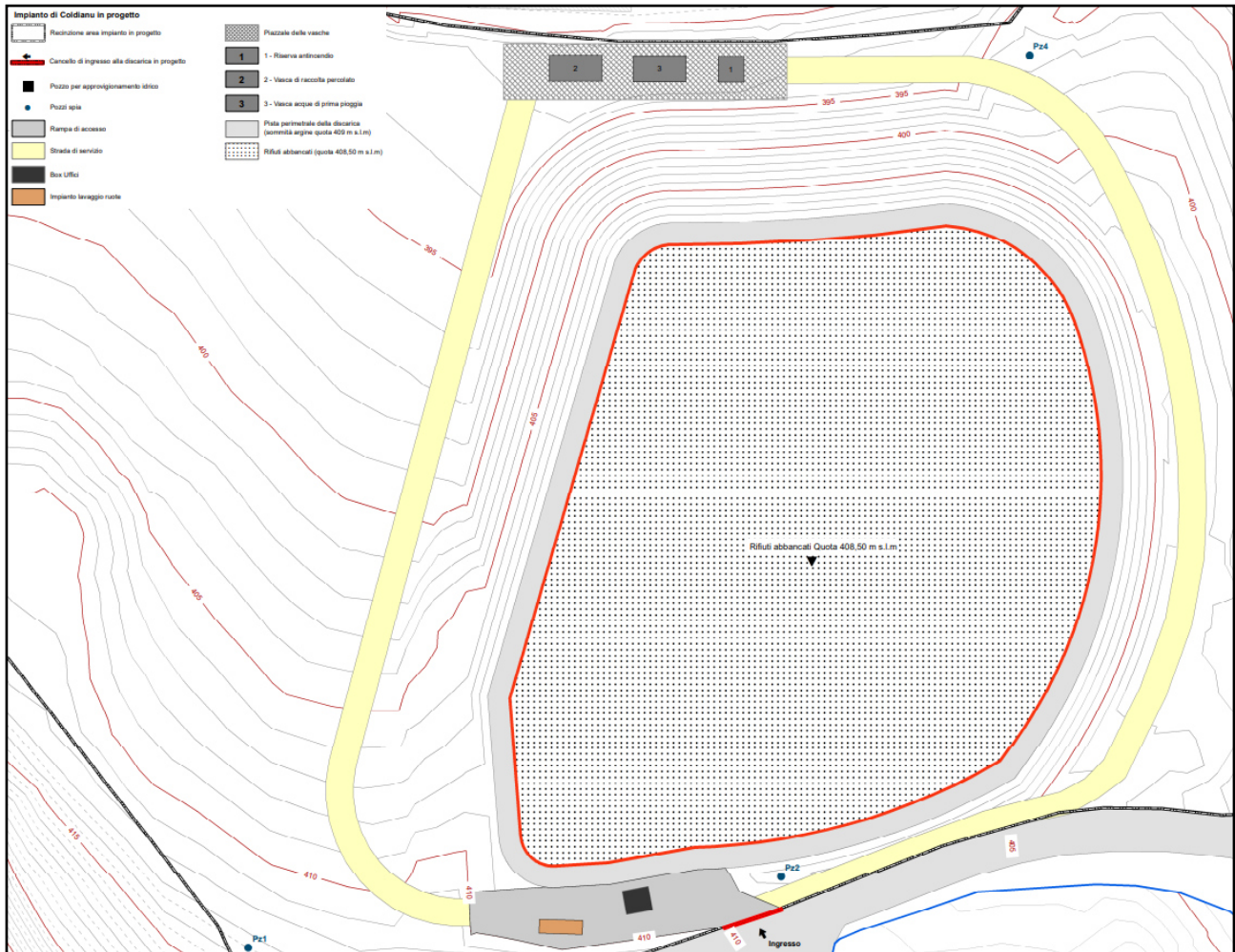


Figura 5: Fase 2 – Abbancamento dei rifiuti

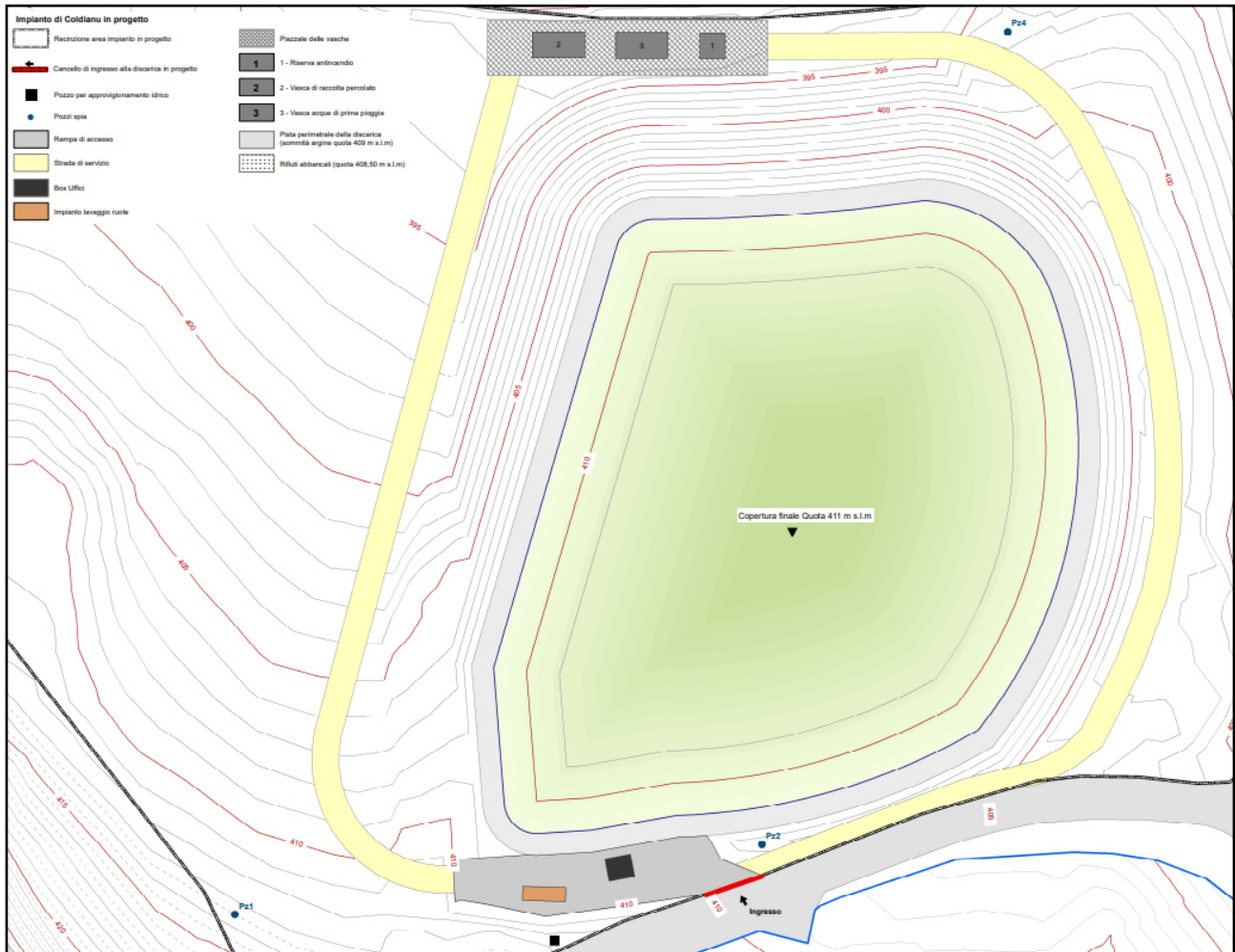


Figura 6: Fase 3 – Copertura finale

L'abbancamento delle ceneri (materiale di rifiuto) avverrà successivamente alla realizzazione di uno strato di 1.0 m di argilla compattata sopra la quale sarà messo in opera la geomembrana di progetto sul fondo e lungo la sponda interna dell'argine.

Completa il pacchetto di fondo uno strato di 0.50 m di materiale drenante e la posa in opera di un materasso bentonitico sull'argine.

Il pacchetto di copertura sarà infine realizzato tramite posa in opera di (dal basso verso l'alto):

- 0.50 m di materiale drenante,
- 0.50 m di argilla,
- 0.50 m di materiale drenante,
- 1.00 m di terreno vegetale.

Nell'immagine seguente si riporta la sezione tipo di progetto.

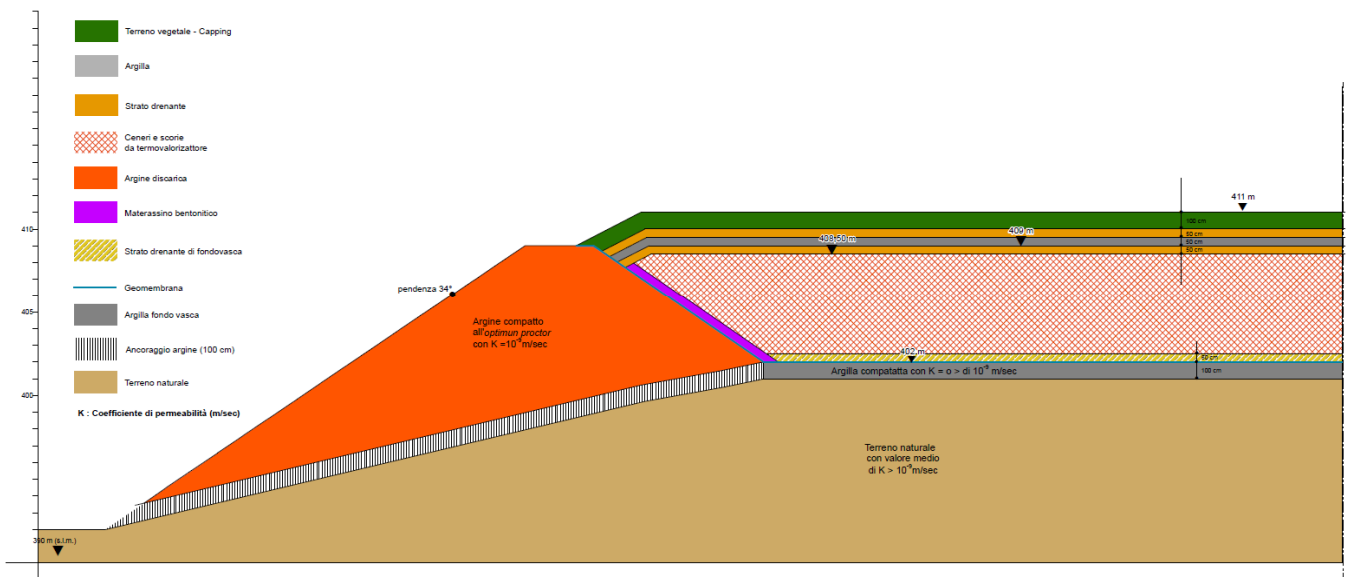


Figura 7: Fase 3 – Sezione tipo di progetto

5. IL MODELLO GEOTECNICO

Il modello geotecnico di riferimento è stato desunto dalla “Relazione Geologica e Geotecnica” del Progetto Definitivo emessa in revisione 0 (marzo – settembre 2014) alla quale si rimanda per dettagli più approfonditi.

Nel seguito si provvederà a richiamare le indagini realizzate e a definire il modello geotecnico coerentemente con quanto già riportato nella sopra citata relazione.

5.1 CAMPAGNA DI INDAGINI

In accordo con quanto riportato nel Progetto Definitivo nella sua prima emissione, la campagna di indagini, finalizzata alla ricostruzione del modello geologico-tecnico, è consistita nella realizzazione delle seguenti attività:

- n.6 perforazioni a carotaggio continuo di profondità variabile (15-20 m);
- n. 9 prove penetrometriche dinamiche continue con penetrometro leggero;
- n. 11 prove di permeabilità tipo Le Franc a carico costante;
- n. 10 prove Standard Penetration Tests;
- n. 15 prove Point Load Test;
- n. 12 piezometri di tipo Casagrande (2 per foro di sondaggio).
- Prelievo di n. 21 campioni indisturbati successivamente sottoposti a prove di laboratorio.

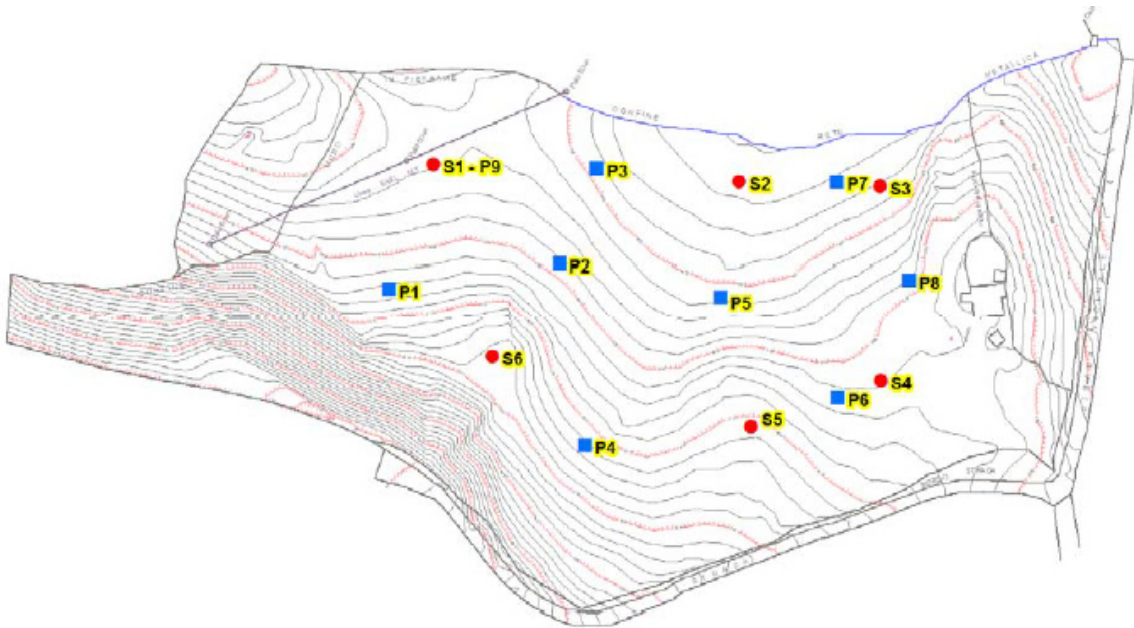


Figura 8: Planimetria ubicazione indagini

5.2 CARATTERISTICHE LITOSTRATIGRAFICHE

L'assetto litostratigrafico del sottosuolo è sintetizzabile come segue, dagli strati più superficiali a quelli più profondi:

- Unità Ab: coltre detritico-colluviale di spessore variabile da un minimo di 3-4 m a un massimo di 5-6 m circa;
- Unità Varg: Rocce argillificate a comportamento sostanzialmente terroso di spessore 4-8 m;
- Unità Va: rocce vulcaniche fratturate e parzialmente alterate di spessore 4-8 m;
- Unità V: vulcaniti rinvenute a profondità mediamente superiori a 14-15 m.

5.3 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI DI FONDAZIONE

I principali parametri di resistenza e deformabilità delle unità litotecniche individuate sono stati desunti dall'interpretazione delle indagini disponibili.

In particolare per le unità Ab, Varg e Va si hanno a disposizione i risultati di:

- n. 15 prove compressive per l'unità Ab;
- n. 11 prove compressive per l'unità Varg;
- n. 5 prove compressive per l'unità Va,

come riportato nella correlazione tra valori di coesione drenata ed angolo d'attrito per i tre litotipi all'interno della "Relazione Geologica e Geotecnica" redatta in revisione 0 nel 2014.

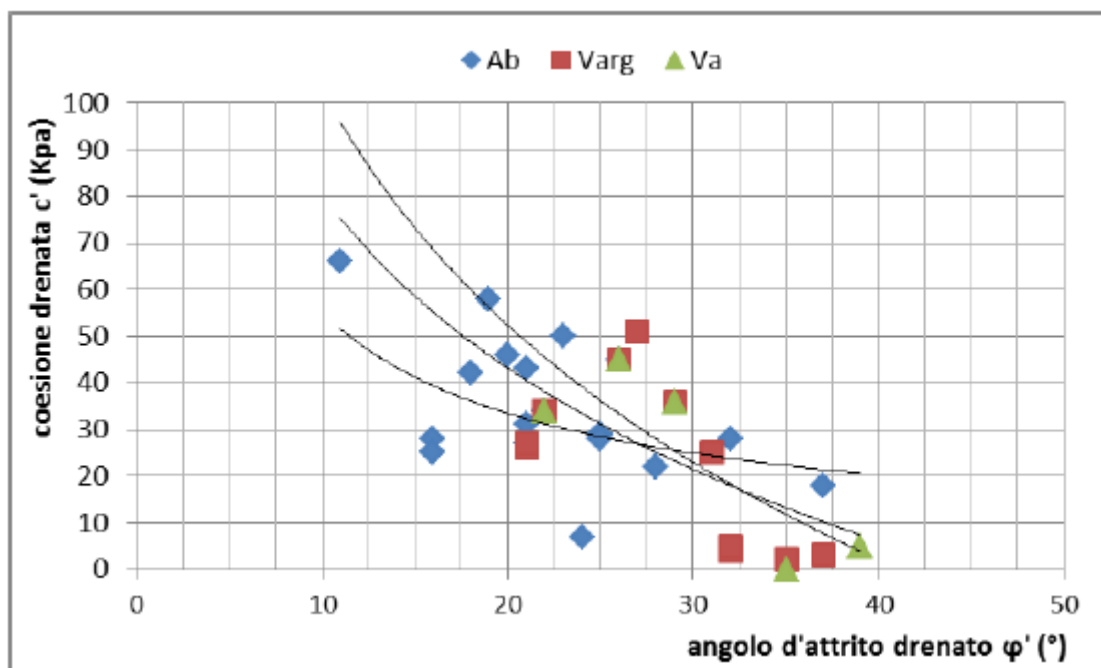


Figura 9: Correlazione tra c' e ϕ' da "Relazione Geologica e Geotecnica" PD – Rev 0

La stessa relazione riporta inoltre i valori medi del peso di volume, della coesione e dell'angolo d'attrito in termini di tensioni efficaci per i tre litotipi riconosciuti.

Litotipo	Peso di volume γ (Kg/m ³)		Coesione drenata c' (KPa)		Angolo d'attrito drenato ϕ' (°)	
	media	dev.st.	media	dev.st.	media	dev.st.
Ab	1.75	0.12	39	18	21	5
Varg	1.72	0.12	26	17	27	6
Va	1.60	0.05	24	20	30	7

Figura 10: Valori medi dei parametri geotecnici da "Relazione Geologica e Geotecnica" PD – Rev 0

Al fine di determinare i parametri caratteristici le Normative vigenti prevedono la possibilità di utilizzare metodi statistici.

In particolare l'Eurocodice 7 (EN1997), da cui traggono ispirazione le Nuove Norme Tecniche Per Le Costruzioni (NTC 17/01/2018), specificano al Capitolo 2.4.5.2 che "qualora si adottino metodi statistici, il valore caratteristico dovrebbe essere ricavato in maniera tale che la probabilità calcolata di valori più sfavorevoli, che determinano la manifestazione dello stato limite, non sia maggiore del 5%".

La Circolare del 21 Gennaio 2019 indica inoltre al Capitolo 6.2.2.4 che "Nelle valutazioni che il progettista deve svolgere per pervenire ad una scelta corretta dei valori caratteristici, appare giustificato il riferimento a valori prossimi ai valori medi quando nello stato limite considerato è coinvolto un elevato volume di terreno, con possibile compensazione delle eterogeneità o quando la struttura a contatto con il terreno è dotata di rigidità sufficiente a trasferire le azioni dalle zone meno resistenti a quelle più resistenti. Al Contrario, valori caratteristici prossimi ai valori minimi dei parametri geotecnici appaiono più giustificati nel caso in cui siano coinvolti modesti volumi di

terreno, con concentrazione delle deformazioni fino alla formazione di superfici di rottura nelle porzioni di terreno meno resistenti del volume significativo, o nel caso in cui la struttura a contatto con il terreno non sia in grado di trasferire forze dalle zone meno resistenti a quelle più resistenti a causa della sua insufficiente rigidità”.

Riassumendo:

- opere che coinvolgono elevati volumi di terreno (resistenze compensate): per ogni verticale d’indagine eseguita all’interno del volume significativo si effettua una stima cautelativa del valore medio dei parametri geotecnici, usando quindi valori corrispondenti alla media dei valori medi;
- opere che coinvolgono limitati volumi di terreno con misure dirette eseguite all’interno del volume significativo (resistenze non compensate da misure dirette): si stimano i valori caratteristici eseguendo una valutazione cautelativa dei valori medi misurati dei parametri geotecnici;
- opere che coinvolgono limitati volumi di terreno con misure dirette eseguite all’esterno del volume significativo (resistenze non compensate da misure estrapolate): si stimano i valori caratteristici eseguendo una valutazione cautelativa dei valori minimi misurati dei parametri geotecnici.

Dal punto di vista statistico, l’insieme dei valori assunto dal parametro in questione viene trattato come una popolazione statistica e il parametro stesso come una variabile casuale. In altre parole si assume che la grandezza esaminata (φ , c' , ecc.) vari in maniera del tutto casuale all’interno del volume di terreno significativo e viene quindi trattata con gli strumenti matematici della statistica. Nel caso in esame è stato pertanto utilizzato un approccio statistico eseguendo una valutazione cautelativa dei valori medi misurati dei parametri geotecnici.

In particolare, fissata una probabilità di non superamento del 5%, il valore medio caratteristico può essere ricavato attraverso la seguente espressione (distribuzione gaussiana):

$$x_m = \mu(x) - 1.645 \frac{\sigma(x)}{\sqrt{n}}$$

in cui:

x_m = valore medio caratteristico,

$\mu(x)$ = valore medio della popolazione,

$\sigma(x)$ = deviazione standard della popolazione,

n = numerosità dei campioni.

Pertanto, alla luce dei valori riportati nella “Relazione Geologica e Geotecnica” in rev 0 e richiamati in Figura 10, i valori caratteristici di coesione e angolo di attrito delle unità Ab, Varg e Va risultano:

Unità	Peso per unità di volume (KN/mc)	n. prove	coesione c' (kPa)			angolo d'attrito φ (°)		
			media	d.s	valore caratteristico	media	d.s	valore caratteristico
Ab	17.5	15	39	18	31.4	21	5	18.9
Varg	17.2	11	36	17	27.6	27	6	24.0
Va	16.5	5	24	20	9.3	30	7	24.9

Figura 11: Unità Ab, Varg e Va - Valori caratteristici di c' e φ

5.4 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI MATERIALI DI PROGETTO

Con riferimento ai materiali di riempimento, il progetto prevede l'utilizzo di:

- Strati di argilla compattata di spessore 1.0 m a fondo vasca e di 0.5 m in copertura;
- Tre strati drenanti di spessore 0.5 m, di cui uno a fondo vasca e due in copertura;
- Uno strato di copertura vegetale (capping) di spessore 1.0 m;
- Argini di terreno opportunamente compattato;
- Riempimento della vasca di progetto con ceneri e scorie da termovalizzatore.

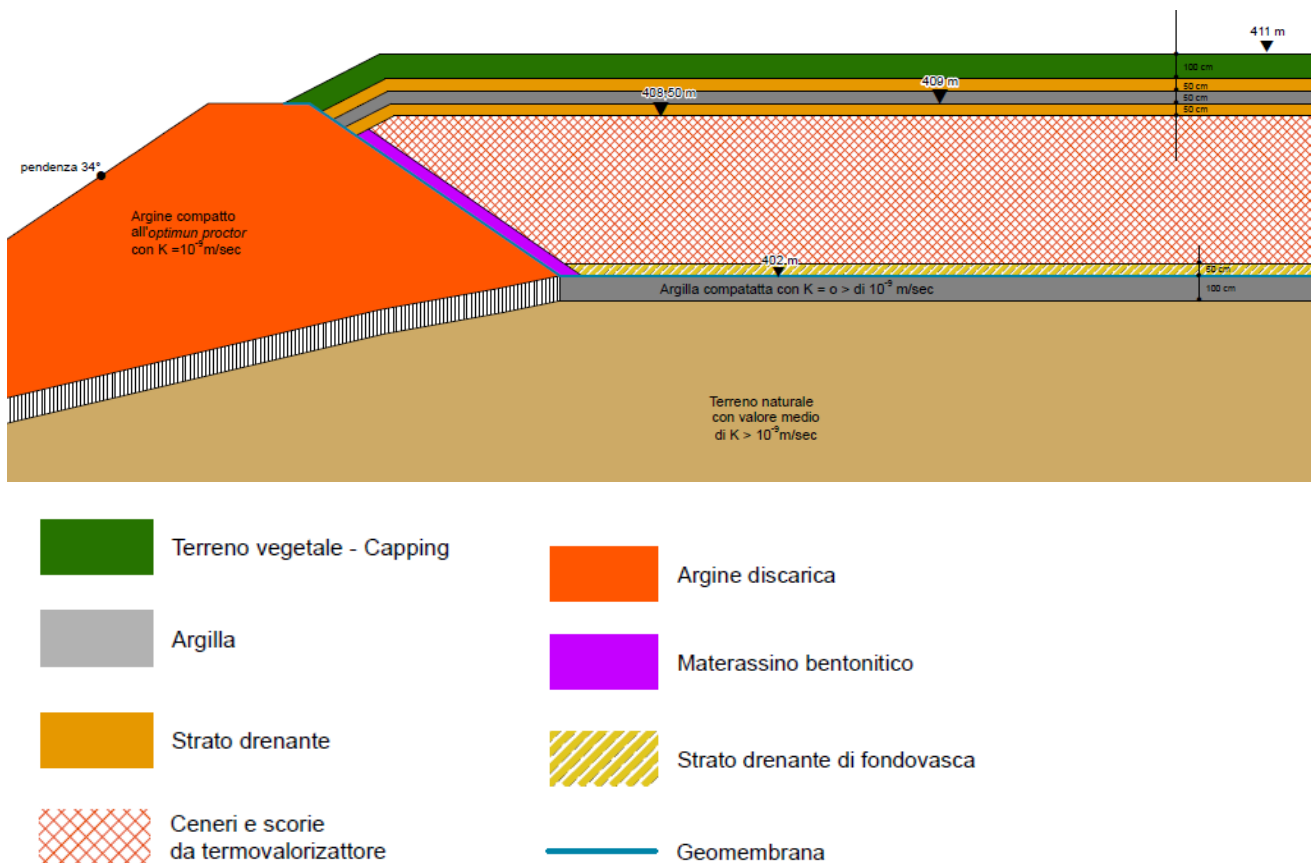


Figura 12: Sezione tipo di progetto con evidenziati i materiali previsti

Relativamente ai rilevati, in continuità con quanto previsto nel Progetto Definitivo sin dalla sua prima emissione, si è fatto riferimento ai parametri adottati e riportati nella “Relazione Geologica e Geotecnica” assumendo un parametro medio per il peso per unità di volume ($\gamma = 19 \text{ kN/mc}$) e valori minimi per coesione e angolo di attrito ($c' = 20 \text{ kPa}$, $\varphi' = 28^\circ$).

	γ (kg/m3)	c' (KPa)	φ' (°)	σ_c (KPa)	K (MPa)	k (m/s)
V	1700 - 1800	----	----	20000	5000	1e-5 - 3e-6
Va	1600 - 1700	15 - 40	27 -33	4000 - 8000	500 -700	1e-6 - 1e-7
Varg	1600 -1840	18 -34	24 - 30	250 - 300	25 - 40	1e-7 - 1e-9
Ab	1650 - 1850	15 - 35	20-27	80 - 100	5 - 20	1e-7 - 1e-9
Ril	1800 -2000	20 - 30	28 - 32	----	40 - 70	----
Rrec	800 - 900	5 - 10	20 - 30	----	3 - 8	----
R	1050-1150	10 - 20	20 -30	----	30 - 60	----

Figura 13: Parametri rilevati adottati nel Progetto Definitivo – Rev 0

Per quanto attiene alle ceneri e alle scorie da termovalorizzatore, in letteratura scientifica sono disponibili numerosi studi finalizzati alla valutazione dei principali parametri geotecnici.

In particolare per la stima dei parametri di resistenza si è fatto riferimento all’articolo “Geotechnical Properties of Fly Ash and Bottom Ash Mixtures in Different Proportions” (Dilip Kumar, Neetesh Kumar, Ashish Gupta, settembre 2014) pubblicato per l’International Journal of Science and Research (IJSR).

Nel dettaglio tale articolo riporta i risultati di analisi fisiche e prove di taglio diretto per diverse miscele di “fly ash” e “bottom ash”.

I risultati in termini di peso per unità di volume e principali parametri di resistenza sono riportati nella seguente tabella.

Table 11: Different properties of Fly Ash, Bottom Ash and its Mix Proportions

Mix designation	MDD (g / cc)	OMC (%)	Coefficient of Permeability (cm/sec)	Cohesion (c) Kg/cm ²		Angle of shearing resistance (φ)		CBR Value (Unsoaked Condition) %	CBR Value (Soaked Condition) %
				Dry	Wet	Dry	Wet		
100% FA	1.370	18.60	5.580×10 ⁻⁴	0.205	0.01	25.8 ⁰	23.0 ⁰	15.75	8.68
80% FA +20% BA	1.340	20.86	6.125×10 ⁻⁴	0.255	0.025	33.5°	32.0°	18.0	13.86
60% FA +40% BA	1.295	23.10	6.80×10 ⁻⁴	0.250	0.03	34.5°	31.5°	22.0	19.3
40% FA +60% BA	1.220	25.98	7.874×10 ⁻⁴	0.230	0.020	30.0°	29°	24.2	23.4
20% FA +80% BA	1.150	28.98	8.510×10 ⁻⁴	0.220	0.004	31.5°	26.5°	27.1	25.68
100% BA	1.080	32.0	9.613×10 ⁻⁴	0.205	0.02	36.0°	34.00°	29.6	26.9

Figura 14: Peso per unità di volume, coesione e angolo di attrito ceneri (estratto da “Geotechnical Properties of Fly Ash and Bottom Ash Mixtures in Different Proportions”)

Il progetto prevede il riempimento tramite ceneri e scorie ascrivibili alla categoria “bottom ash”: ceneri pesanti sottoprodotto della combustione del carbone in impianti a potenza termica, per i quali, coerentemente con quanto riportato nel suddetto studio, sono stati assegnati i seguenti parametri cautelativi:

- Peso per unità di volume: $\gamma = 10.8 \text{ kN/mc}$;
- Coesione efficace: $c' = 2 \text{ kPa}$;
- Angolo d’attrito: $\varphi = 34^\circ$

Per quanto riguarda le caratteristiche di deformabilità si è fatto riferimento ad un altro articolo (“MSW incineration bottom ash (MIBA) as a substitute to conventional materials in geotechnical applications: A characterization study from India and comparison with literature”) il quale riporta in formato tabellare i risultati di varie prove e interpretazioni di vari autori.

Nello specifico, secondo tali studi il valore del modulo E_{50} è molto variabile, risultando all’interno di un range variabile da 43 a 180 MPa.

Cautelativamente è stato assunto un valore di E_{50} pari a 70 MPa.

Table 5
Shear strength testing on MIBA.

Reference	Region	MPS (mm)	Test	Specimen size (mm)	Sample preparation/compaction	γ_d^c (kN/m ³)	Testing condition	Confining pressure (kPa)	c'	ϕ_p'	Other parameters
Le et al., [7]	France	20	CD, CU	117.5 (h), 101.5 (d)	at OMC and MPC effort	18.3	S	100–400	0	54.5	$E_{0.2}$: 73-95 MPa; E_{50} : 43-81 MPa;
Puma et al., [5]	Italy	2.8	DS	o	o	15.6 ^d (SPC)	D	50–200	0	45	ϕ_c' : 43°
Zekkos et al., [135] ^a	USA	11.2, 6.35	CD, DS	71 (d), 102 × 102	tamping, dry pluviation	13.1–13.4, 10.5–11.6	D, D	50–200, 100–400	52, 20	44.5, 42	–
Lin et al., [41]	Taiwan	4.75	DS	100 × 90 × 20	at OMC and MPC effort	14.6 ^d (SPC)	D	31–186	0	49–51	–
Shan and Wu [125]	Taiwan	4.75	DS	o	at OMC and SPC effort	15.1	OMC, S	77–225	0	52.5	–
Becquart et al., [8]	France	20	CD, CU	117.5 (h), 101.5 (d)	At OMC and MPC effort	17.7	S	100–600, 100–500	0, 0	58.9, 55.8	ϕ_c' : 55°; E_{50} : 60-180 MPa; ϕ_c' : 53°; E_{50} : 90-145 MPa
Muhunthan et al., [9]	USA	o	DS	o	using Harvard miniature tamper	14	OMC	5.5–16.2	8	50.7	–
Aburatani et al., [150] ^b	Japan	20	CD	300 (d), 600 (h)	water-dropping	10.3–12.6	S	50–200	0	30–33	–
Pandeline et al., [13]	USA	2.38	CD	o	90–100% relative compaction using aluminium rod	14–17.7	S	35–105	14–21	39–47	$E_{0.2}$: 3.5-35 MPa
		4.75				SPC effort: 11.7–16.7			14	24–42	
						MPC effort: 14.6–17.1			14–35	41–47	
						SPC effort: 13.8–18.1			14–28	38–50	
Lentz et al., [10]	USA	4.75	DS	60 (d)	At 90–95% $\gamma_{d,max}$ (MPC) using Harvard miniature tamper	17.2	OMC	78–622	0	51–57	ϕ_c' : 42-50°
Tay and Goh [6]	Singapore	5	CD	o		15.1 ^d (VC)	S		0	46.5	o

Figura 15: Valori del modulo E_{50} ceneri (estratto da “MSW incineration bottom ash (MIBA) as a substitute to conventional materials in geotechnical applications: A characterization study from India and comparison with literature”)

Realtivamente ai parametri di resistenza dell’argilla, strato drenante e terreno vegetale si sono infine utilizzati valori medio cautelativi tipici di tali terreni.

La tabella seguente riepiloga i parametri geotecnici utilizzati per i materiali previsti in progetto

	Parametri caratteristici		
	γ	c'	ϕ'
	(kN/m ³)	(kPa)	(°)
Rilevato	19.0	20.00	28.00
Ceneri e scorie	10.8	2.00	34.00
Argilla	20.0	20.00	27.00
Strato drenante	18.0	0.00	33.00
Terreno vegetale	17.0	0.00	26.00

Figura 16: Parametri di progetto materiali di progetto

5.5 CARATTERISTICHE IDRAULICHE DEL SOTTOSUOLO

Al fine di determinare il livello di falda e le sue variazioni nel tempo, all'interno di ognuno dei 6 sondaggi sono stati installati due piezometri di Casagrande a profondità comprese tra 5 e 9 m (i più superficiali) e 12 e 18 m (i più profondi).

Relativamente alle condizioni idrauliche più superficiali e potenzialmente interferenti con le opere in progetto, i livelli piezometrici risultano variabili tra i 4 e i 6 m dal piano campagna con assenza di livelli idrici nel settore occidentale (sondaggi S1 e S6).

Come riportato nella “Relazione Geologica e Geotecnica” del Progetto Definitivo in rev 0 si tratta, quindi, di accumuli temporanei d’acqua correlabili alle piogge piuttosto che di una vera e propria falda freatica, pure se di scarsa rilevanza: essi risultano assolutamente discontinui e, quando presenti, contenuti in un acquifero costituito da locali lenti o livelli a permeabilità significativa (sacche di alterazione, ecc.) contenuti all’interno di un insieme complessivamente impermeabile”. “Sulla base dei dati ottenuti nel periodo di misura nei piezometri (29/4/2013 – 29/7/2013) è stata realizzata la carta piezometrica riportata in Fig. 6.3 . Questa deve essere considerata assolutamente orientativa in relazione sia alla brevità dei tempi di misura sia alla evidenziata complessità del sistema idrogeologico”

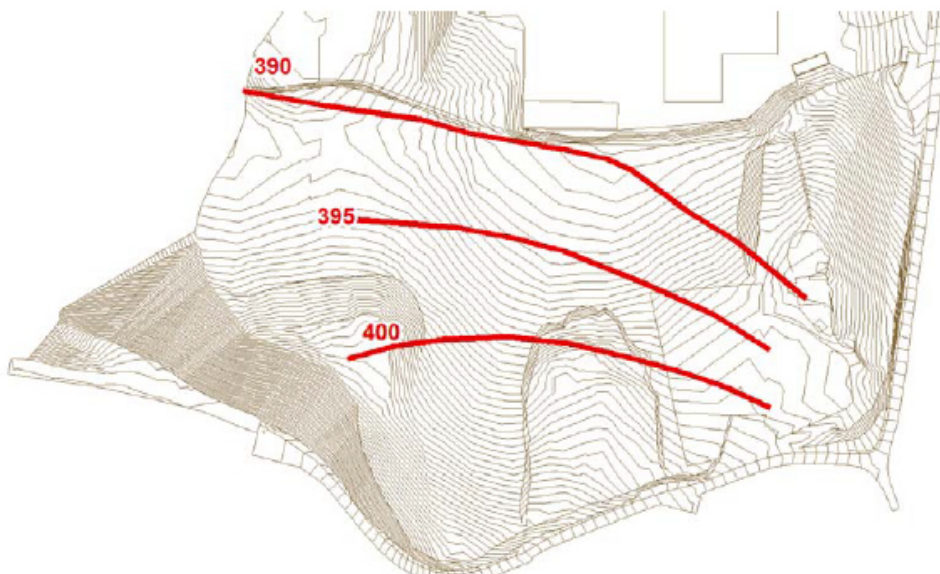


Figura 17: Figura 6.3 “Relazione Geologica e Geotecnica” del PD Rev 0 – andamento delle isopiezometriche della falda superficiale

5.6 SINTESI CARATERIZZAZIONE GEOTECNICA

Alla luce di quanto descritto nei paragrafi precedenti, nella tabella seguente si riportano i valori delle principali proprietà di resistenza e di deformabilità delle unità litotecniche e dei terreni previsti in progetto.

	Parametri caratteristici			
	γ	c'	ϕ'	E
	(kN/m ³)	(kPa)	(°)	(MPa)
Ab	17.5	31.4	18.9	4.5
Varg	17.2	27.6	24.0	30.0
Va	16.5	9.3	24.9	900.0
V	17.5	25.00	33.0	10500.0
Rilevato	19.0	20.0	28.0	36.0
Ceneri e scorie	10.8	2.0	34.0	70.0
Argilla	20.0	20.0	27.0	36.0
Strato drenante	18.0	0.0	33.0	80.0
Terreno vegetale	17.0	0.0	26.0	20.0

Figura 18: Parametri di resistenza e deformabilità adottati nelle analisi

6. INQUADRAMENTO SISMICO

6.1 CLASSIFICAZIONE SISMICA DEL SITO

Le nuove Norme Tecniche per le Costruzioni, emanate il 17/01/2018, in continuità con le precedenti NTC08 prevedono, per la valutazione delle azioni sismiche, di fare riferimento alla zonazione di dettaglio del territorio nazionale redatta dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia.

Secondo tale modello, su tutto il territorio nazionale si è disposta una maglia di punti per ognuno dei quali è assegnato un valore di accelerazione massima su substrato rigido a_g , un fattore di amplificazione spettrale F_0 ed un periodo caratteristico T^*c relativi all'evento sismico atteso in un dato tempo di ritorno, quest'ultimo essendo funzione della vita attesa dell'opera e della classe di utilizzo.

Le Norme prescrivono di effettuare le verifiche in relazione a quattro diverse condizioni di analisi:

- Stato Limite di Operatività (SLO)
- Stato Limite di Danno (SLD)
- Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV)
- Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC)

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento, cui ci si riferisce per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite, sono riportate in tabella seguente:

Tabella 1 - Probabilità di superamento PVR al variare dello stato limite considerato

Stati Limite		P _{VR}
<i>Stati limite di esercizio</i>	SLO	81%
	SLD	63%
<i>Stati limite ultimi</i>	SLV	10%
	SLC	5%

Il periodo di riferimento viene calcolato considerando la vita nominale dell'opera e la sua classe d'uso; nel caso presente, coerentemente con quanto considerato nelle precedenti fasi di progettazione, si ha:

- Vita nominale dell'opera: $V_N = 80$ anni
- Classe d'uso: II $\rightarrow C_u = 1.0$
- $V_R = V_N * C_u = 80$ anni

E' possibile calcolare, con i dati suddetti, il tempo di ritorno dell'evento sismico per ogni stato limite considerato attraverso la formula seguente:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{V_R})}$$

Ulteriore passo per la determinazione delle azioni sismiche a livello locale è la definizione del tipo di terreno, ovvero della sua risposta, in termini amplificativi dell'accelerazione.

Con l'introduzione del D.M. 17 gennaio 2018, si è stabilito che il terreno di fondazione venga classificato in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori di $V_{S,eq}$ corrispondente alla velocità di propagazione delle onde S definite secondo la seguente 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.

Per depositi con profondità H del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio $V_{s,eq}$ è definita dal parametro $V_{s,30}$ ottenuto ponendo $H=30$ m nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità.

La tabella seguente riporta le categorie di sottosuolo così come definite dal D.M. 17 gennaio 2018 (Tab. 3.2.II).

Tabella 2 - Categorie di sottosuolo in funzione della risposta sismica

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di V_{s30} superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> , 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	<i>Depositati di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> 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	<i>Depositati di terreni a grana grossa scarsamente addensati o terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , 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.

Stabilita la categoria di sottosuolo, la norma introduce i parametri S_s , moltiplicativo della accelerazione su substrato rigido, e C_c moltiplicativo del periodo caratteristico, in funzione della rigidità del terreno stesso, calcolabili secondo le indicazioni riportate nella tabella seguente.

Tabella 3 - Definizione dei parametri S_s e C_c

Categorie di suolo di fondazione	Coefficiente S_s	Coefficiente C_c
A	1.00	1.00
B	$1.00 \leq 1.40 - 0.4 \cdot F_0 \cdot a_g \leq 1.20$	$1.10 \cdot (T_c^*)^{-0.2}$
C	$1.00 \leq 1.70 - 0.6 \cdot F_0 \cdot a_g \leq 1.50$	$1.05 \cdot (T_c^*)^{-0.33}$
D	$0.9 \leq 2.40 - 1.5 \cdot F_0 \cdot a_g \leq 1.80$	$1.25 \cdot (T_c^*)^{-0.5}$
E	$1.00 \leq 2.00 - 1.1 \cdot F_0 \cdot a_g \leq 1.60$	$1.15 \cdot (T_c^*)^{-0.4}$

Per quanto concerne il sito in esame, le risultanze delle indagini hanno evidenziato la presenza di depositi appartenenti alla categoria C.

Un ulteriore fattore da considerare nella valutazione dell'azione sismica sono le condizioni topografiche del sito:

- 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 $i > 30^\circ$;

dalle quali si ricava il coefficiente di amplificazione topografica S_T (Tab. 3.2.V NTC2018):

Tabella 4 - Coefficienti di amplificazione topografica

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 le condizioni topografiche del sito di intervento sono riconducibili cautelativamente alla categoria T1, per la quale $S_T = 1.0$.

Pertanto, allo Stato limite Ultimo SLV i parametri sismici risultano:

Tabella 5 - Parametri sismici di progetto

Stato limite: SLV	
$V_N = 80; C_u = 1.0$	
a_g	0.05 g
S_S	1.50
S_T	1.0
a_{max}	0.075 g

6.2 COEFFICIENTI SISMICI ADOTTATI NELLE ANALISI DI STABILITÀ

Le verifiche di stabilità sia in condizioni statiche che in condizioni sismiche sono state eseguite recependo le indicazioni contenute nelle recenti Norme Tecniche per le Costruzioni (DM 17/01/2018) per quanto riguarda i fattori amplificativi delle forze, i coefficienti parziali dei parametri geomeccanici dei terreni e i coefficienti di sicurezza globali.

Le analisi sismiche sono state condotte secondo il metodo pseudo statico. Le forze agenti sulla massa potenzialmente instabile sono costituite, oltre che dal peso proprio del volume dei terreni interessati, dalle forze di inerzia dovute all'azione sismica:

$$F_H = k_H W \quad ; \quad F_V = \pm 0,5 F_H$$

essendo F_H ed F_V rispettivamente le risultanti verticale ed orizzontale delle forze d'inerzia applicate al baricentro della massa potenzialmente instabile, e W il peso della massa stessa.

Per la determinazione del coefficiente di intensità sismica si utilizza la formula seguente:

$$k_H = \beta \cdot S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

dove:

- S_S e S_T sono i coefficienti amplificativi definiti nel paragrafo precedente;
- a_g è l'accelerazione orizzontale massima attesa sul suolo rigido, dipende, anch'essa dalla zonazione sismica;
- β è un fattore riduttivo pari a 0.38 (cap. 7.11.4 delle NTC 18).

In accordo con la normativa vigente le verifiche sono state condotte con riferimento allo stato limite di salvaguardia della vita SLV.

A partire da tali valori, considerati i terreni di imposta come di categoria C ed un coefficiente di amplificazione topografico tipo T1 si ottiene:

$$a_g = 0.05 ;$$

$$S_S = 1.500 ;$$

$$S_T = 1.0 ;$$

$$\beta_s = 0.38 ;$$

Risulta quindi:

$$k_H = 0.0285 ;$$

$$k_V = \pm 0.01425 .$$

7. APPROCCIO NORMATIVO

Le analisi di seguito riportate sono state eseguite secondo la metodologia degli stati limite, in ottemperanza a quanto prescritto dalle Norme Tecniche per le Costruzioni approvate con il D.M. 17 gennaio 2018.

Per la normativa vigente le analisi devono essere condotte per gli stati limite ultimi che possono presentarsi, in conseguenza alle diverse combinazioni delle azioni.

Nelle verifiche allo Stato Limite Ultimo deve essere rispettata la seguente relazione:

$$E_d < R_d$$

dove E_d sono le azioni di progetto agenti sul sistema considerato, R_d la resistenza di progetto del sistema considerato. Inoltre, valgono le seguenti relazioni:

$$E_d = \gamma_E E_k \left[F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R_k \left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

Effetto delle azioni e resistenza sono espresse in funzione delle azioni di progetto $E_d = \gamma_E E_k$, dei parametri di progetto $X_d = X_k / \gamma_M$ e della geometria di progetto a_d . Nella formulazione di R_d compare esplicitamente il coefficiente γ_R che opera direttamente sulla resistenza del sistema.

La verifica della condizione $E_d < R_d$ deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3).

Tabella 6 - Coefficienti parziali per le azioni e per l'effetto delle azioni (tab. 6.2.I NTC18)

Carichi	Effetto	Coefficiente parziale γ_F o γ_E	EQU	(A1)	(A2)
				STR	GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0.9	1.0	1.0
	Sfavorevole		1.1	1.3	1.0
Permanenti non strutturali	Favorevole	γ_{G2}	0.8	0.8	0.8
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3

Tabella 7 - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (tab. 6.2.II NTC18)

Parametro	Grandezza alla quale applicare Il coefficiente parziale	Coefficiente parziale	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di Resistenza al taglio	$\tan \varphi'$	γ_φ	1.0	1.25
Coazione efficace	c'	γ_c	1.0	1.25
Resistenza non drenata	c_u	γ_{cu}	1.0	1.4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1.0	1.0

8. ANALISI NUMERICHE

Le verifiche di seguito riportate sono state eseguite in analogia con quanto svolto nelle precedenti fasi di progettazione.

In particolare, sono state individuate n.2 sezioni di calcolo, ritenute più gravose in termini geometrici e rappresentative degli interventi previsti.

Nel dettaglio sono state individuate le sezioni Nord-Sud e Est-Ovest le cui ubicazioni planimetriche e profili sono riportate nelle immagini seguenti.

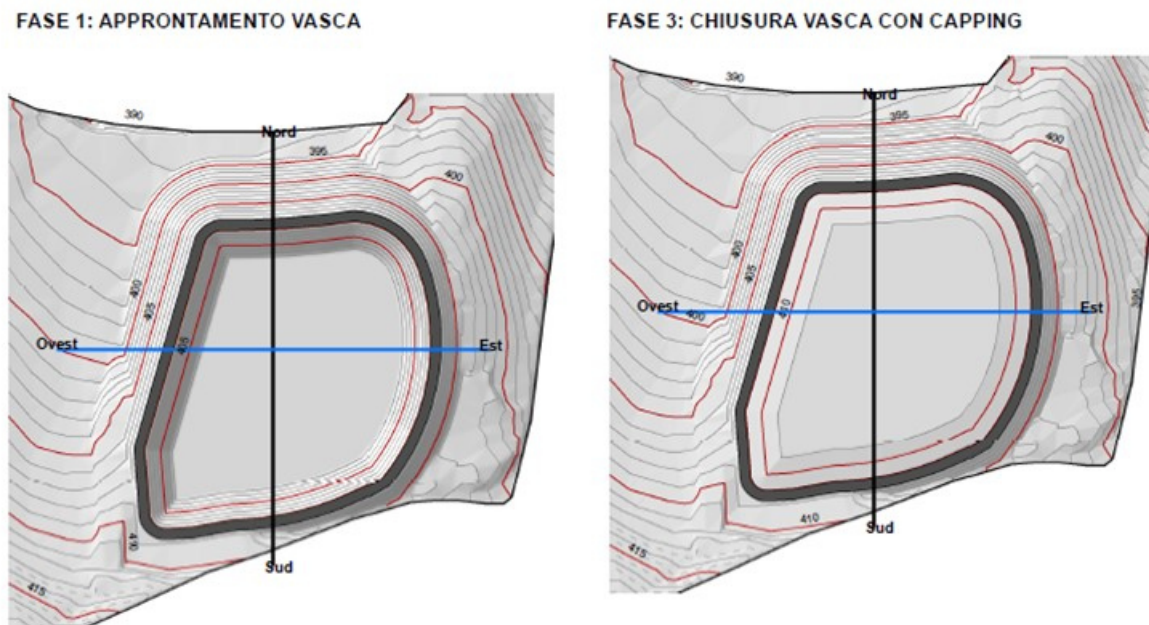


Figura 19: Ubicazione planimetrica sezioni Nord-Sud e Est-Ovest

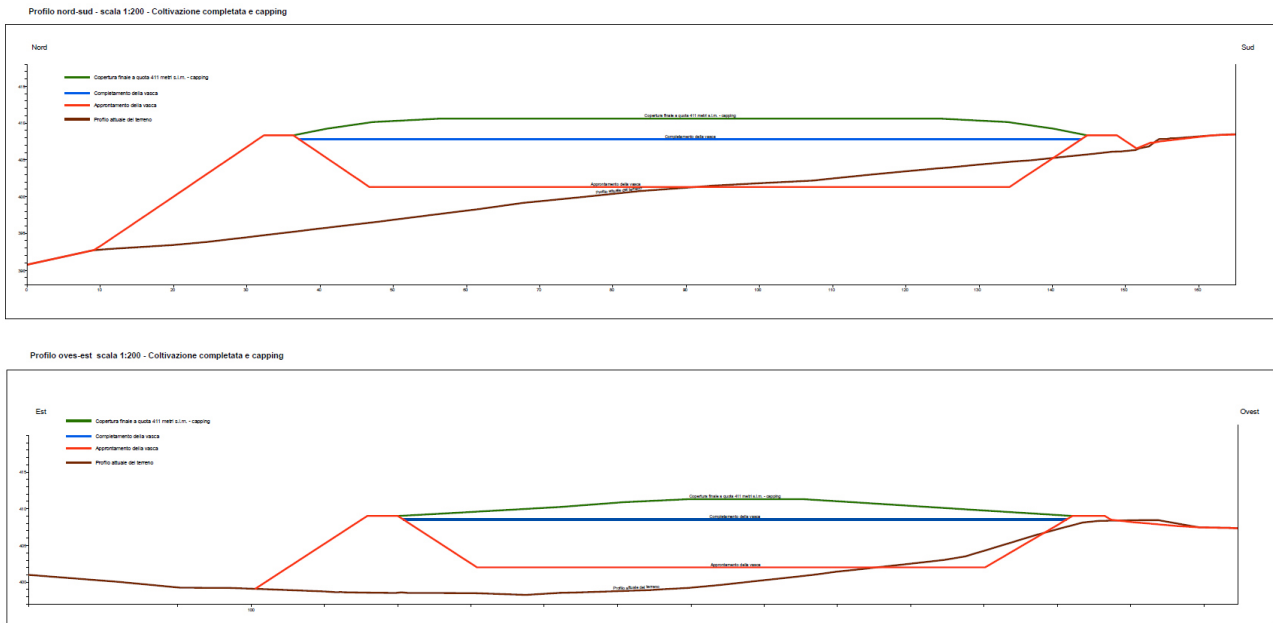


Figura 20: Profili Nord-Sud (in alto) e Est-Ovest (in basso)

Coerentemente con quanto riportato nella “Relazione Geologica e Geotecnica” del Progetto Definitivo in rev 0, sono state svolte le seguenti verifiche:

- Verifica delle condizioni di stabilità;
- Analisi dei cedimenti indotti;
- Valutazione sulla stabilità della geomembrana.

8.1 ANALISI DI STABILITÀ

Come anticipato, le analisi di stabilità di stabilità sono state condotte in accordo con le NTC2018.

Con riferimento alle verifiche agli SLU la norma distingue la verifica statica da quella sismica, nello specifico gli approcci da adottare sono:

- Condizione statica: approccio 1, combinazione 2 - A2+M2+R2, coefficiente $\gamma_R = 1.1$ (§6.8 delle NTC18);
- Condizione sismica: coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici pari a 1 e coefficiente $\gamma_R = 1.2$ (§7.11.1 e §7.11.4 delle NTC18).

Relativamente alla sola verifica statica i coefficienti correttivi delle azioni sono stati scelti secondo la tab. 6.2.I (Tabella 8) mentre per le resistenze va applicata la tab. 6.2.II (Tabella 9) relativa ai coefficienti correttivi dei parametri geotecnici.

Pertanto, le verifiche di stabilità si riterranno superate se il coefficiente di sicurezza ottenuto dal calcolo (pari a R_d/E_d) risulterà superiore a:

- 1.1 per le analisi statiche;
- 1.2 per le analisi sismiche.

8.1.1 DESCRIZIONE DEL CODICE DI CALCOLO: GEOSLOPE

Le verifiche di stabilità sono state eseguite con il codice di calcolo Slope/W della GeoSlope International Ltd adottando il criterio di verifica all'equilibrio limite globale.

Le verifiche di stabilità con i metodi dell'equilibrio limite rispondono a requisiti di semplicità e rapidità e sono correntemente impiegate, malgrado le loro limitazioni, nella pratica professionale e

nella ricerca; ognuno dei metodi disponibili fornisce un'equazione finale che permette di determinare il coefficiente di sicurezza. [Tancredi, 1996].

Ogni metodo assume una serie di ipotesi semplificative così da poter rendere risolvibile il sistema di equazioni che, come vedremo, risulta essere staticamente indeterminato.

Alcuni di questi metodi sono stati risolti con metodo iterativo, vale a dire creando una procedura di calcolo che facilita la loro implementazione su macchina. Tra questi ci interessa maggiormente approfondire il metodo implementato dal programma di calcolo SLOPE/W, che è il metodo di Bishop (1955) e la sua semplificazione.

Le analisi di stabilità che adottano tali metodi sono quelle dell'equilibrio limite globale. Tale verifica si conduce esaminando un certo numero di possibili superfici di scivolamento per ricercare quella che rappresenta il rapporto minimo tra la resistenza a rottura disponibile e quella effettivamente mobilitata; il valore di questo rapporto costituisce il coefficiente di sicurezza del pendio. Scelta quindi una superficie di rottura si suddivide in conci la parte instabile, si studia dapprima l'equilibrio della singola striscia e poi si passa alla stabilità globale.

Dato l'elevato numero di incognite, ogni metodo assume delle ipotesi semplificative che rendono risolvibile il sistema e sono proprio tali ipotesi che differenziano un metodo dall'altro.

Esistono diverse formulazioni ascrivibili a diversi autori per il calcolo e la soluzione di problemi relativi alla stabilità dei pendii tramite metodi dell'equilibrio limite, tutti questi metodi si basano su ipotesi comuni, che sono:

- Il coefficiente di sicurezza è definito come il rapporto tra la resistenza al taglio lungo un'ipotetica superficie di scorrimento e lo sforzo di taglio mobilitato lungo la stessa superficie;
- La rottura avviene, per il raggiungimento della resistenza limite, contemporaneamente in tutti i punti della superficie di scorrimento.

- Il coefficiente di sicurezza è costante in tutti i punti della superficie di scorrimento.
- La resistenza al taglio è espressa dal criterio di Coulomb.

Nell'utilizzare tali metodi di calcolo si fa sempre riferimento a problemi piani nei quali, quindi, la superficie di scorrimento è rappresentata da una curva e si trascura ogni effetto dovuto alle sezioni adiacenti. Tali schematizzazioni sono giustificabili se le proprietà meccaniche dei terreni sono omogenee in direzione trasversale e quando l'estensione del pendio è predominante sulla dimensione trasversale.

In generale la massa di terreno compresa tra la superficie di scorrimento e la superficie del suolo viene suddivisa in conci e le forze che agiscono su ciascuna striscia possono essere calcolate imponendo le condizioni di equilibrio. L'equilibrio dell'intera massa è dato poi dalla composizione delle forze che agiscono su ciascuna striscia. [Tancredi, 1996]

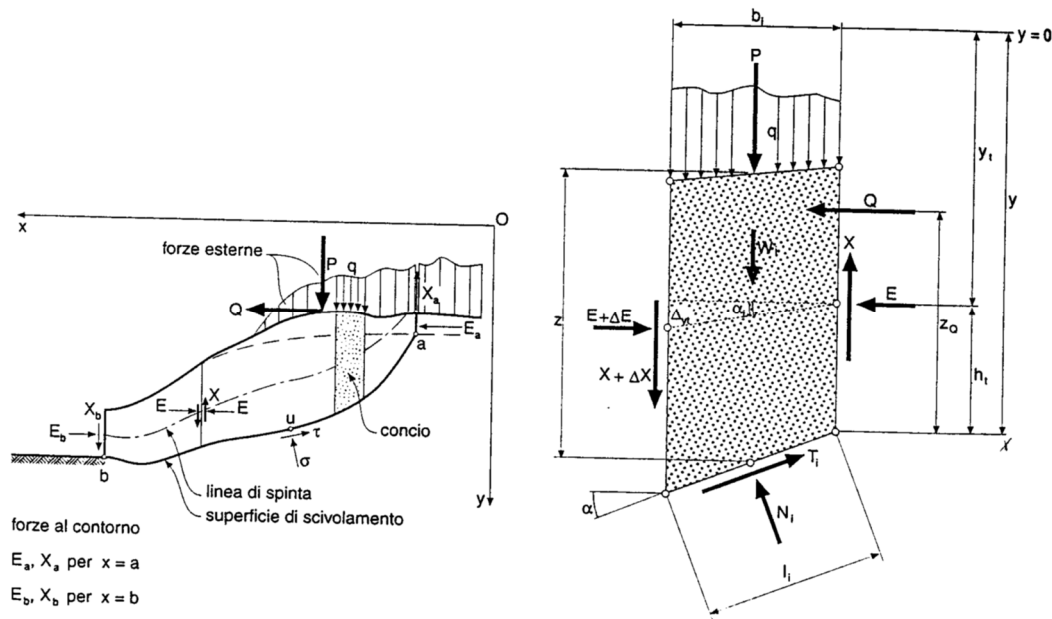


Figura 21: Metodo delle strisce

Le forze agenti su ciascun concio sono, con riferimento alla figura precedente: Il peso W , l'azione tangenziale alla base T , l'azione normale efficace alla base N , la spinta dell'acqua sulla base U , gli sforzi tangenziali X e quelli normali E sulle superfici laterali (forze d'interfaccia).

Le condizioni di equilibrio di ciascun concio sono date dalle tre equazioni della statica, pertanto, ammettendo di suddividere il volume di terreno in esame in n conci, si hanno a disposizione $3n$ equazioni, mentre le incognite del problema risultano essere $5n-2$ così composte:

- n valori per l'azione delle forze normali efficaci alla base.
- $n-1$ valori per ciascuna delle forze d'interfaccia (X ed E)
- $n-1$ valori per il punto di applicazione delle forze d'interfaccia in direzione orizzontale.
- n valori per il punto di applicazione degli sforzi normali efficaci alla base.
- 1 valore del coefficiente di sicurezza.

Come già accennato, dal bilancio fra le equazioni disponibili e il numero delle incognite risulta che si hanno $2n-2$ incognite sovrabbondanti e quindi il problema risulta staticamente indeterminato, per riportarlo a staticamente determinato e rendere possibile la soluzione del sistema di equazioni che descrivono l'equilibrio della massa di terreno potenzialmente instabile, è necessario introdurre alcune ipotesi semplificative che consentono di ridurre il numero delle incognite del problema. La prima tra tutte, che risulta, tra le altre cose, comune a tutti i metodi, è quella di considerare centrata la forza agente alla base della striscia, il che è accettabile nel caso in cui i conci siano di larghezza limitata. Le altre ipotesi necessarie per risolvere il sistema di equazioni sono diverse caso per caso e sono queste stesse che caratterizzano un metodo da un altro. L'esistenza di molti metodi di calcolo porta alcune volte alla indeterminatezza della soluzione, è bene quindi sottolineare che da studi comparativi effettuati per indagare la risposta dei diversi metodi di calcolo, indicano che, quelli che soddisfano tutte le condizioni di equilibrio danno sostanzialmente gli stessi risultati in termini di coefficiente di sicurezza, o meglio che non differiscono tra loro più del 5%. [Duncan, 1980].

8.1.2 METODO DI CALCOLO E MODELLI

Le analisi di stabilità hanno investigato diverse superfici di scorrimento al fine di determinare i coefficienti di sicurezza in funzione dei possibili meccanismi di rottura, sia in condizioni statiche che in condizione sismiche.

Le analisi sono state condotte in corrispondenza delle due sezioni Nord-Sud e Est-Ovest, come già illustrato in precedenza.

In particolare, per ogni sezione considerata, sono state eseguite le seguenti analisi:

- Verifica di stabilità statica e sismica degli argini nella fase di preparazione della vasca;
- Verifica di stabilità statica e sismica della discarica post riempimento con ceneri e capping;

Le proprietà fisiche e le caratteristiche di resistenza dei materiali inseriti nei modelli di calcolo sono riportati nella tabella di Figura 18.

Nelle immagini seguenti si riportano i modelli di calcolo.

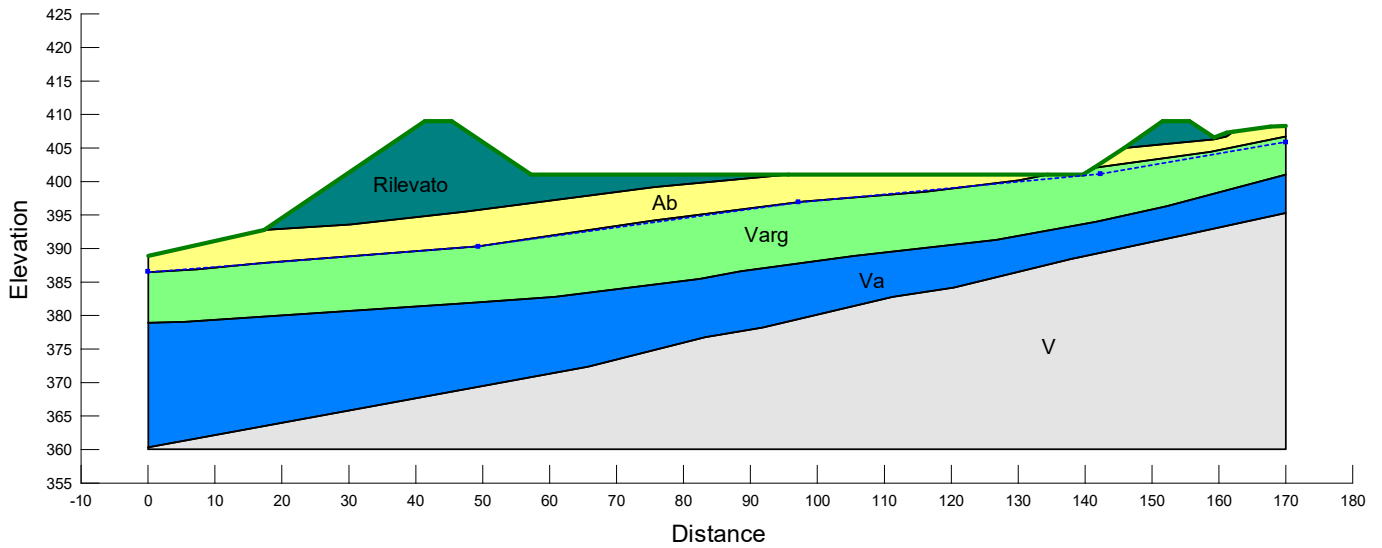


Figura 22: Sezione NS, preparazione della vasca, modello di calcolo

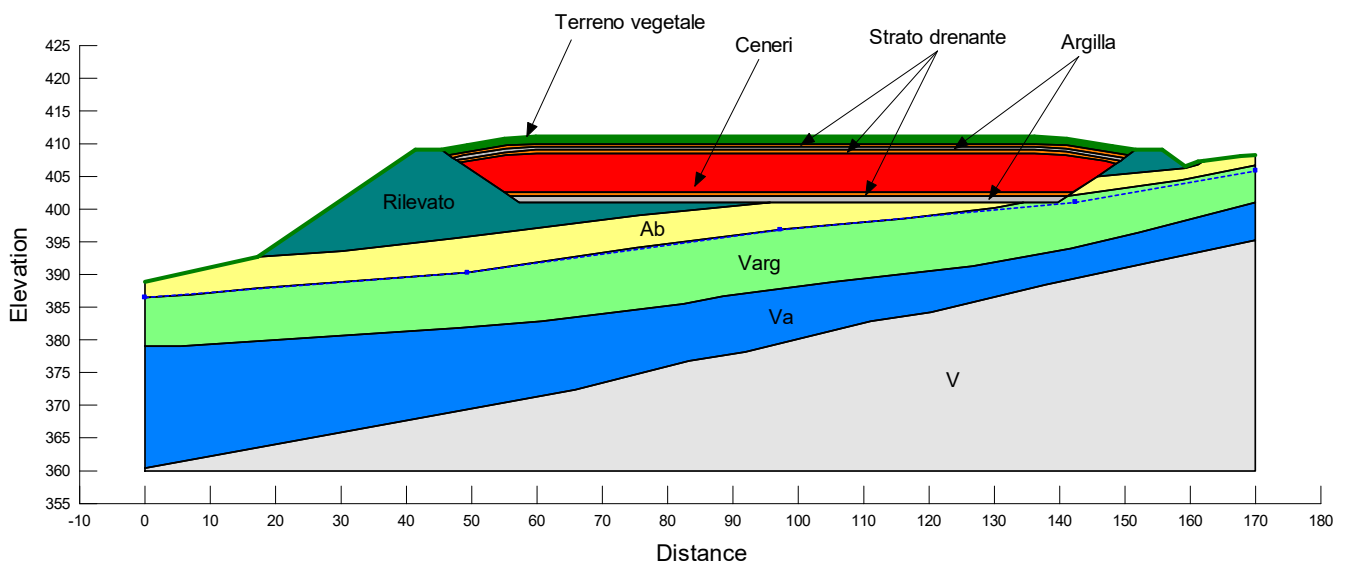


Figura 23: Sezione NS, riempimento vasca, modello di calcolo

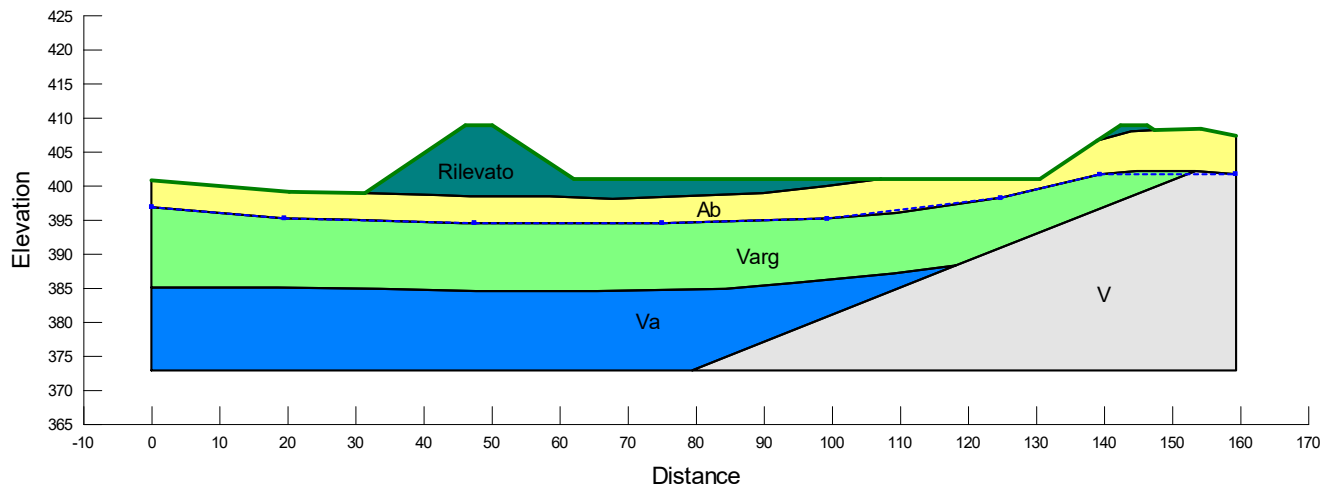


Figura 24: Sezione EO, preparazione della vasca, modello di calcolo

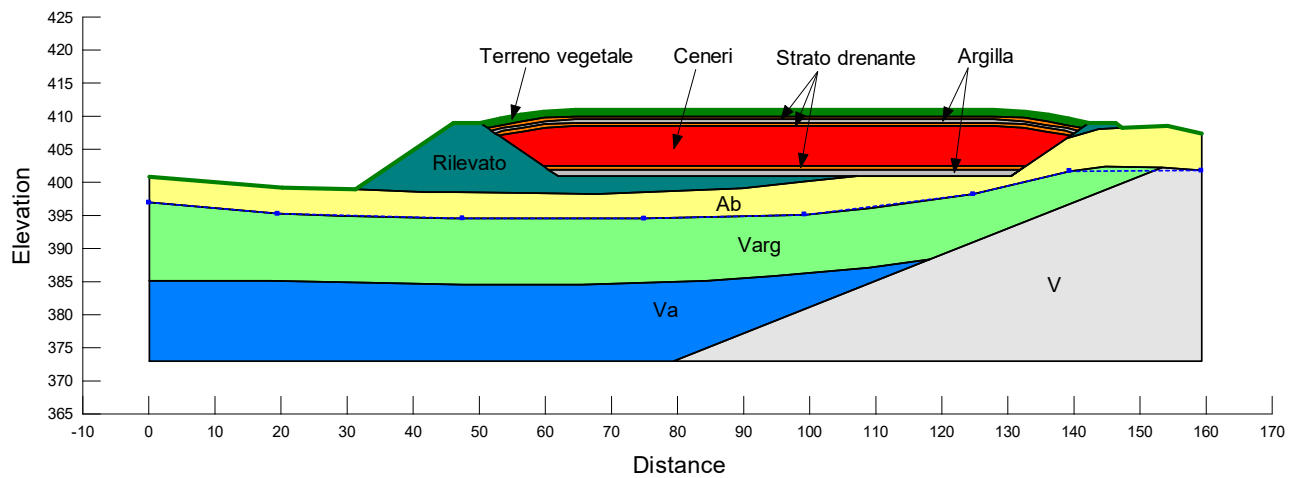


Figura 25: Sezione EO, riempimento vasca, modello di calcolo

8.2 ANALISI DEI CEDIMENTI INDOTTI E VALUTAZIONE SULLA STABILITÀ DELLA GEOMEMBRANA

Nel presente capitolo si illustra l'analisi svolta al fine di valutare i cedimenti sviluppati durante la costruzione della discarica oggetto di studio e la stabilità sulla geomembrana prevista.

Nello specifico, si analizza:

- Verifica SLE: valutazione dei cedimenti generati durante la costruzione della discarica al fine di garantire la sicurezza e la funzionalità di quest'ultima e delle aree circostanti.
- Verifica SLU: valutazione sulla resistenza della geomembrana nei confronti della sollecitazione di trazione generata dallo stato tenso-deformativo a cui quest'ultima è sottoposta durante la realizzazione della discarica.

8.2.1 DESCRIZIONE DEL CODICE DI CALCOLO: PLAXIS 2D

PLAXIS 2D è un codice di calcolo agli elementi finiti bidimensionale utilizzabile per eseguire analisi di stabilità e di deformazione nell'ambito di molteplici applicazioni geotecniche, permettendo di simulare situazioni reali riconducibili a condizioni di deformazione piane o a condizioni assialsimmetriche.

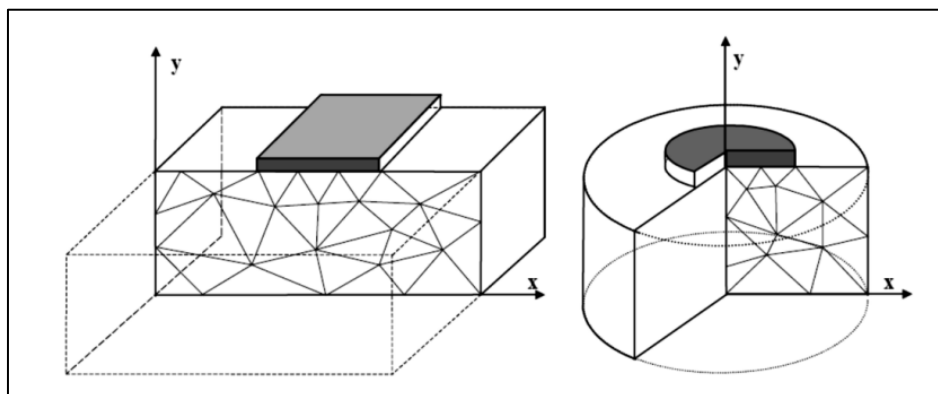


Figura 26: Problema esemplificativo di sezione piana (sinistra) e assialsimmetrico (destra)

I Metodi degli Elementi Finiti (FEM) rappresentano i metodi numerici che trovano applicazione nel campo del continuo in cui il mezzo viene analizzato su scala macroscopica. La caratteristica principale è la discretizzazione della regione fisica di interesse attraverso la creazione di una griglia (mesh) composta da elementi finiti, di forma codificata (triangoli e quadrilateri per domini 2D, esaedri e tetraedri per domini 3D). Si possono utilizzare elementi semplici (CST) o caratterizzati da un più elevato numero di gradi di libertà (isoparametrici a 4, 6, 8 o più nodi); che dovrebbero avere lati di lunghezza pari o poco differente tra loro, in modo da ridurre la distorsione geometrica, dalla quale dipende la raffinatezza di un modello.

Il software PLAXIS 2D consente all'utente di costruire, a partire da una sezione rappresentativa della situazione considerata, un modello geometrico e di generare un reticolo bidimensionale di elementi finiti, con due gradi di libertà traslazionali per nodo (in direzione x e y). Nella creazione del modello occorre definire le proprietà dei materiali ed imporre le condizioni al contorno. La generazione di un'adeguata mesh di elementi finiti è eseguita automaticamente dal generatore di mesh di PLAXIS 2D in base all'input del modello geometrico. L'utente, inoltre, può modificare la mesh in modo da ottimizzarne le prestazioni. La parte finale della procedura di input comporta la definizione delle condizioni iniziali attraverso la generazione delle pressioni neutre e delle tensioni efficaci iniziali.

Il software PLAXIS 2D, così come gli altri programmi che impiegano il metodo degli elementi finiti, è dotato di librerie di elementi monodimensionali e bidimensionali che facilitano la modellazione della struttura reale; si riportano brevemente le caratteristiche degli elementi più comunemente utilizzati:

- “Soil elements”: elementi bidimensionali triangolari a 15 o 6 nodi, con i quali si modella il terreno. L'elemento a 15 nodi è molto accurato, ma comporta l'impiego di una quantità di memoria e di tempi di calcolo maggiori rispetto a quello a 6 nodi (Figura 27).

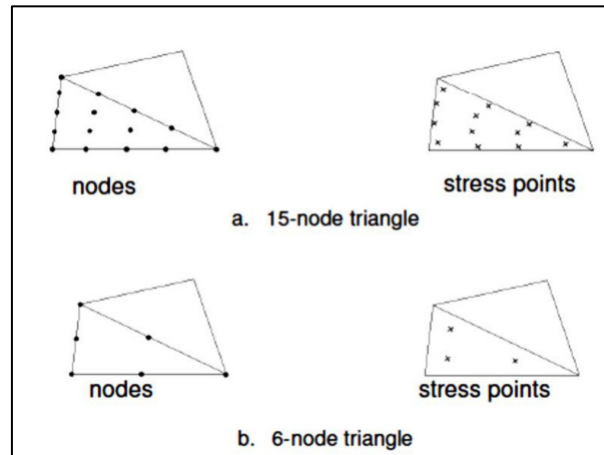


Figura 27: Elementi bidimensionali a 15 e 6 nodi e stress point

- “Geogrid elements”: elementi usati per modellare strutture snelle dotate di rigidità assiale ma non flessionale e in grado di sostenere unicamente sforzi di trazione, come le strutture di rinforzo del terreno. Esempi di strutture geotecniche che includono questi elementi sono mostrati nella Figura 28.

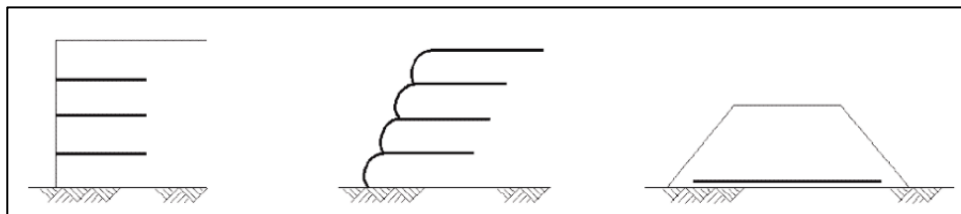


Figura 28: Applicazioni che prevedono l’utilizzo di geogriglie

- “Plate elements”: elementi trave usati per modellare strutture snelle nel terreno, che si estendono in direzione z, dotate di una significativa rigidità flessionale e di una rigidità assiale, come muri, piastre e rivestimenti.

- “Interface elements”: elementi utilizzati per simulare l’interazione tra una struttura ed il terreno circostante. Il parametro R_{inter} (fattore di riduzione della resistenza) ad essa associata regola il grado di attrito/adesione che si sviluppa tra la struttura ed il terreno. Questo fattore, dunque, relaziona la resistenza e la deformabilità dell’interfaccia a quella del terreno al contorno.
- “Fixed-end anchors, node-to-node anchors, embedded beam row”: i primi sono utilizzati per simulare strutture quali pali, senza tener conto dell’interazione con il terreno, o in alternativa ancoraggi o puntelli per sostenere muri di sostegno; i secondi sono degli elementi elastici a due nodi con rigidità normale della molla costante e possono essere sottoposti a forze di trazione e a forze di compressione; i terzi consentono di considerare il comportamento nella direzione fuori piano di una fila di pali, bulloni o ancoraggi in un modello bidimensionale.

Gli utilizzi degli elementi prima descritti vengono riepilogato nella seguente Figura, riportante le tipiche applicazioni in ambito geotecnico:

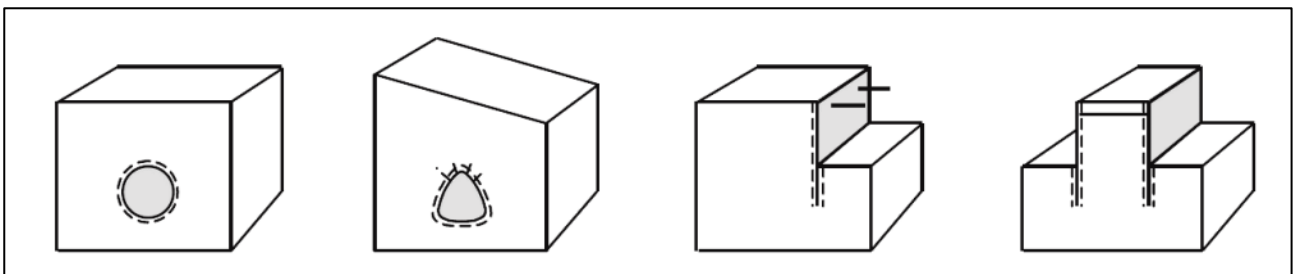


Figura 29: Applicazioni che prevedono l’utilizzo di piastre, rivestimenti, ancoraggi e interfacce

Il codice di calcolo consente l’organizzazione delle proprietà meccaniche degli elementi generati in particolari strutture di dati dette “Material data sets”, che possono essere assegnati agli elementi corrispondenti.

Ovviamente, il comportamento tenso-deformativo non lineare, caratteristico del terreno sotto carico, può essere modellato a diversi livelli di sofisticazione. Ciò comporta un progressivo aumento del numero di parametri richiesto dal modello per simulare tale comportamento.

Di seguito si riporta una breve descrizione dei principali modelli costitutivi disponibili, utilizzati per simulare il comportamento del terreno:

- “Linear elastic model”: rappresenta la legge di Hooke dell'elasticità lineare isotropa e risulta troppo limitato per la simulazione del comportamento del suolo. Viene principalmente utilizzato per simulare il comportamento di strutture rigide nel suolo.
- “Mohr-Coulomb model (MC)”: è un modello lineare elastico perfettamente plastico ed è in genere utilizzato come prima approssimazione del comportamento del suolo. Si raccomanda dunque di utilizzare questo modello per una prima analisi del problema considerato.
- “Hoek-Brown model (HB)”: è un modello elastico perfettamente plastico e viene utilizzato per simulare il comportamento isotropo della roccia. Per la massa della roccia si utilizza una rigidità costante. Le rotture per taglio e per trazione sono descritte da una curva di resistenza non lineare.
- “Jointed Rock model (JR)”: è un modello anisotropo elastico perfettamente plastico in cui la rottura plastica per taglio può avvenire solo in un numero limitato di direzioni. Questo modello può essere utilizzato per simulare il comportamento anisotropo di rocce stratificate o fratturate.
- “Hardening Soil model (HS)”: è un modello avanzato per la simulazione del comportamento del suolo, iperbolico di tipo elastoplastico, formulato nell'ambito della plasticità di indurimento da taglio. Inoltre, il modello prevede l'indurimento a compressione per simulare la compattazione irreversibile del terreno sotto compressione primaria. Può essere

utilizzato per simulare il comportamento di sabbie e ghiaia, nonché di altre tipologie di terreno come argille e limi.

- “Hardening Soil model with small-strain stiffness (HSsmall)”: è un modello iperbolico di tipo elastoplastico, simile al modello “Hardening Soil”; esso incorpora moduli di rigidità dipendenti dalla deformazione, simulando la diversa reazione dei terreni soggetti a piccole deformazioni (ad esempio vibrazioni con livelli di deformazione inferiori a 10^{-5}) e a grandi deformazioni (livelli di deformazione superiori a 10^{-3}).
- “Modified Cam-Clay model (MCC)”: è un modello a stato critico e può essere utilizzato per simulare il comportamento di terreni compressibili normalmente consolidati. Il modello assume una relazione logaritmica tra l’indice dei vuoti e lo sforzo efficace medio.
- “NGI-ADP model (NGI-ADP)”: tale modello può essere utilizzato per l’analisi della capacità, della deformazione e dell’interazione tra struttura del suolo con carico non drenato di materiali di tipo argilloso. È possibile definire distinte forze di taglio anisotropo per differenti percorsi di sforzo.

8.2.2 METODO DI CALCOLO E MODELLI

Le analisi sono state svolte nuovamente in corrispondenza delle due sezioni Nord-Sud e Est-Ovest, le cui stratigrafie e condizioni idrauliche al contorno sono state precedentemente illustrate.

Una volta generati i due modelli con la relativa estensione e stratificazione (FIGURA e FIGURA) si è proceduto alla discretizzazione del problema mediante la definizione del reticolo di nodi ed elementi (mesh). Poiché, lo scopo è quello di ottenere un modello discreto caratterizzato da un numero finito di gradi di libertà, in corrispondenza dei quali sono determinate le grandezze di interesse (spostamenti, tensioni e deformazioni), sono stati utilizzati elementi triangolari a 15 nodi. Tramite

una legge di variazione spaziale tali grandezze sono determinate all'interno degli elementi e quindi note in ogni punto del dominio. Nelle aree di interesse, ovvero, in corrispondenza delle zone di scavo, di realizzazione degli argini e del corpo della discarica si è aumentata la densità degli elementi, incrementando la discretizzazione e riducendo, così, la variabilità spaziale.

Entrambi i modelli presentano le medesime condizioni al contorno. Tali vincoli vengono generati introducendo dei vincoli agli spostamenti, riducendo, quindi, i gradi di libertà del sistema. Essi sono rappresentati da carelli su entrambi i bordi laterali e cerniere sul bordo inferiore. Sul bordo superiore, coincidente con il piano campagna, non viene posizionato nessun vincolo.

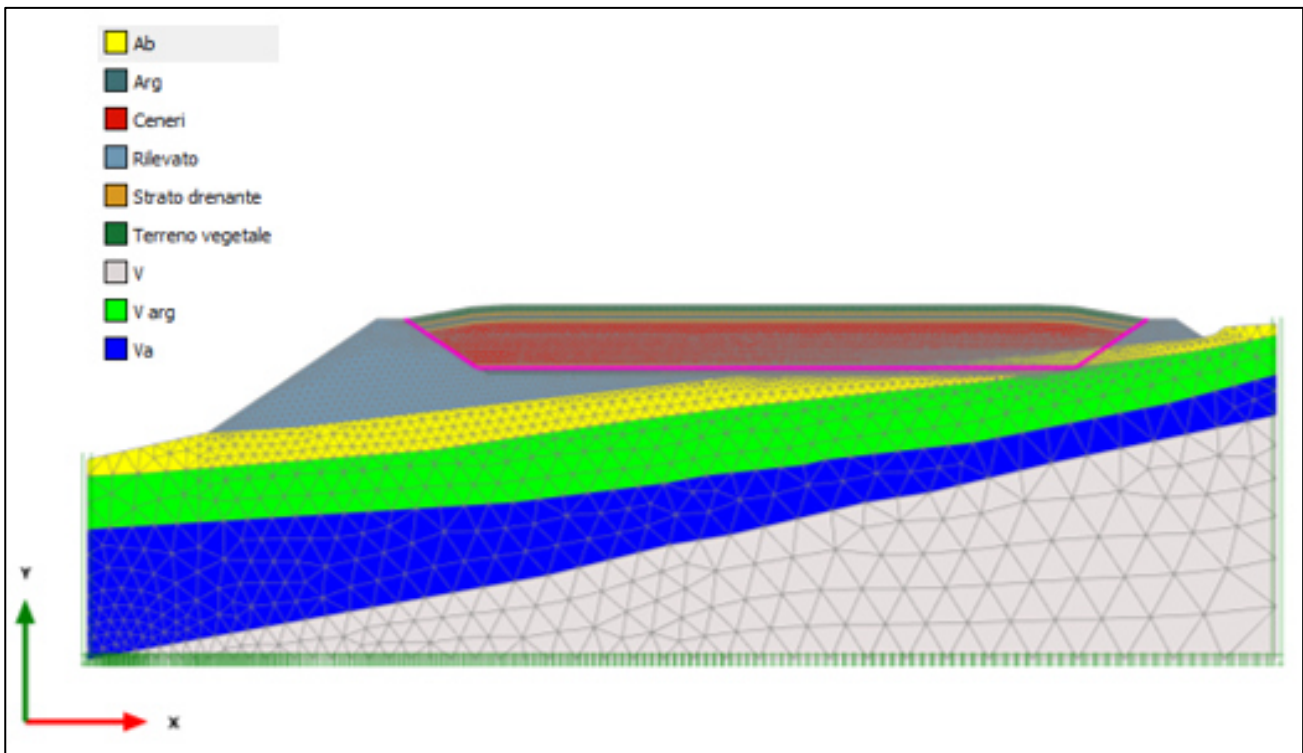


Figura 30: Modello di calcolo - Sezione Nord-Sud

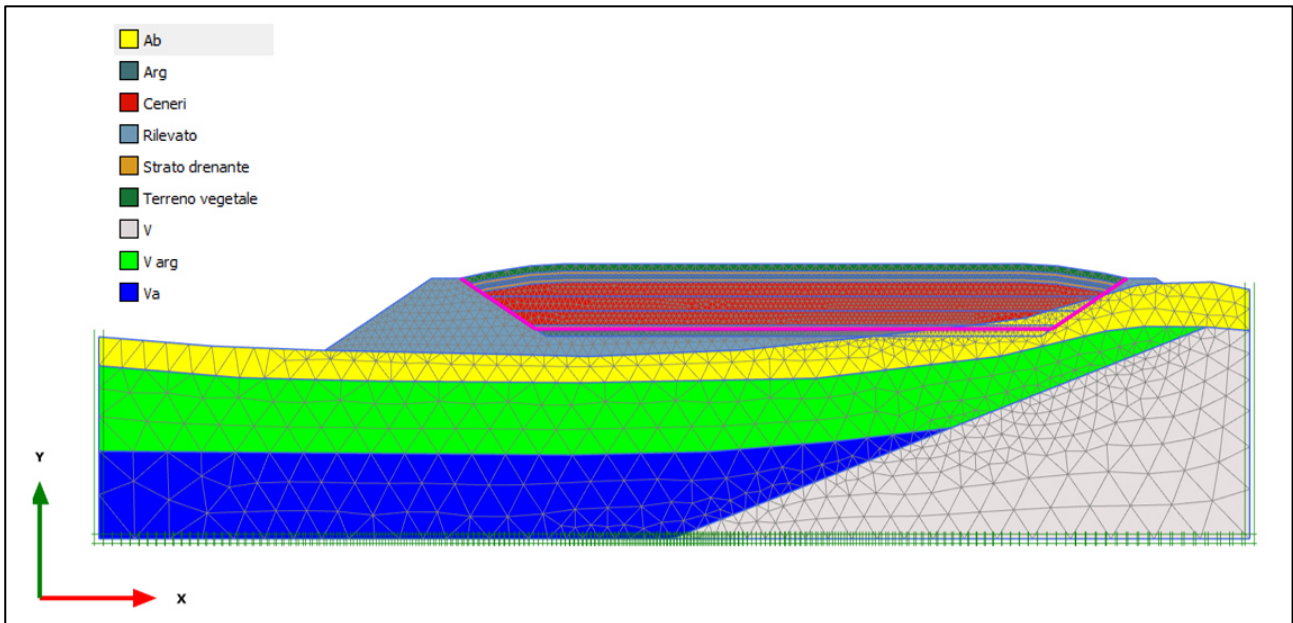


Figura 31: Modello di calcolo – Sezione Est-Ovest

È stato definito, infine, il legame costitutivo che regola il comportamento di ogni materiale presente nel modello. In questo caso è stato utilizzato un modello costitutivo elasto-plastico incrudente “Hardening Soil”, in cui l’incrudimento è legato sia alle deformazioni plastiche di distorsione che a quelle di volume, è possibile descrivere con maggiore dettaglio il comportamento del terreno lontano dalle condizioni di rottura attraverso l’impostazione di tre parametri:

- E_{50}^{ref} : modulo di deformabilità secante al 50% del carico di rottura;
- E_{oed}^{ref} : modulo edometrico;
- E_{ur}^{ref} : modulo di scarico e ricarico.

La definizione dei parametri è avvenuta a partire dalla conoscenza, da caratterizzazione o da bibliografia, dei valori del Bulk modulus “K” e fissando i differenti coefficienti di Poisson “v” sono

stati ricavati i valori E_{50} , E_{oed} e E_{ur} . Si precisa che il modulo di carico e ricarico è stato calcolato cautelativamente considerando un valore pari a $3.5 \times E_{50}$.

Si riporta di seguito la tabella riepilogativa dei parametri di rigidezza adottati nel modello:

Tabella 10: Parametri di rigidezza utilizzati nella costruzione del modello

	Parametri di rigidezza				
	K	ν	E_{50}	E_{oed}	E_{ur}
	[MPa]	[-]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
Ab	5	0,35	4,5	7	16
Varg	25	0,3	30	40	105
Va	500	0,2	900	1000	3150
V	5000	0,15	10500	11087	36750
Rilevato	40	0,35	36	58	126
Ceneri e scorie	40	0,2	70	80	252
Argilla	60	0,4	36	77	126
Strato drenante	80	0,33	80	121	286
Terreno vegetale	20	0,33	20	30	71

Oltre ai parametri di deformabilità, è necessario definire i parametri che definiscono il criterio di resistenza, analogo a quello di Mohr-Coulomb, ovvero, la coesione c' e l'angolo di attrito φ' (definiti al Paragrafo 5.6 della presente relazione). L'angolo di dilatanza ψ è posto uguale 0° . Inoltre, per la definizione del coefficiente di spinta a riposo, si fa riferimento alla relazione di Jacky (1944) (valida per terreni normalconsolidati): $k_0 = 1 - \sin \varphi'$.

La geomembrana prevista in fase progettuale è stata modellata come un "Geogrid elements", ovvero, un elemento, in questo caso assunto con comportamento elastico, avente una rigidezza assiale per unità di lunghezza pari $EA \text{ [kN/m]} = 1640 \text{ [kg/cmq]} \times 0.002 \text{ [m]} = 328 \text{ [kN/m]}$. In cui, 1640 kg/cmq rappresenta il modulo elastico della geomembrana e 0.002 è lo spessore della stessa.

È stata, inoltre, introdotta una interfaccia al fine simulare il comportamento della geomembrana a contatto con i differenti materiali costituenti il modello. Cautelativamente, il contatto nella parte interna dei tratti inclinati, in cui la geomembrana risulta a contatto con uno strato di materiale bentonico (non considerato per semplicità nel modello di calcolo) è stato assunto come rigido, simulando, quindi, la perfetta aderenza tra la geomembrana e il materasso bentonico. Per gli altri contatti, alle diverse interfacce è stato assegnato un differente valore di R_{inter} , funzione dell'angolo di attrito del materiale con cui avviene l'interazione.

8.2.3 DESCRIZIONE DELLE FASI DI CALCOLO

Entrambe le sezioni (Sez. N-S e Sez. E-O) sono caratterizzate dalle medesime fasi di calcolo, volte a simulare le modalità di realizzazione della discarica:

- 1. Inizializzazione;**
- 2. Geostatica:** in tale fase è stata adottata la procedura-k0, con lo scopo di creare le condizioni iniziali; non si tratta di una reale fase di calcolo ed infatti al termine di essa non viene generato alcun quadro deformativo (Figura 32 e Figura 40);
- 3. Scavo di preparazione del fondo vasca** (Figura 33 e Figura 41);
- 4. Realizzazione dei rilevati arginali** (Figura 34 e Figura 42);
- 5. Preparazione del fondo vasca:** realizzazione del fondo vasca con il posizionamento dello strato di argilla compattata e geomembrana (Figura 35 e Figura 43);
- 6. Abbancamento del primo strato di ceneri:** realizzazione dello strato drenante sovrastante la geomembrana e del primo strato di abbancamento delle ceneri di altezza massima 2 m (Figura 36 e Figura 44);

7. **Abbancamento del secondo strato di ceneri:** abbancamento del successivo strato di ceneri di altezza massima 2m (Figura 37 e Figura 45);
8. **Abbancamento del terzo strato di ceneri:** abbancamento del successivo strato di ceneri di altezza massima 2m (Figura 38 e Figura 46);
9. **Realizzazione della copertura** (Figura 39 e Figura 47).

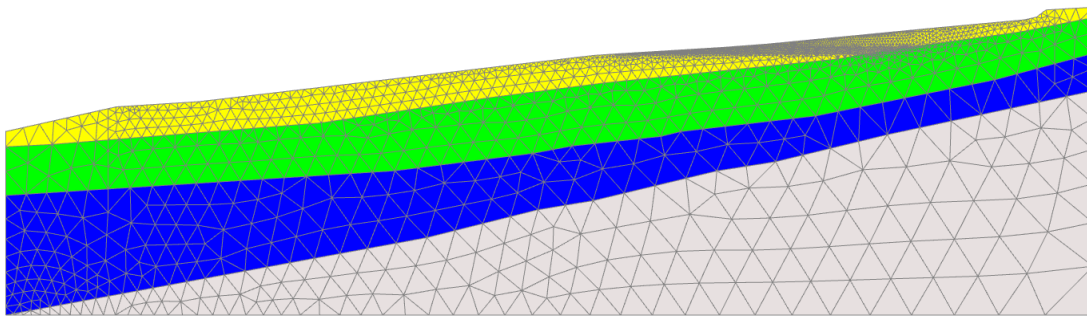


Figura 32 : Fase 2 – Sezione N-S

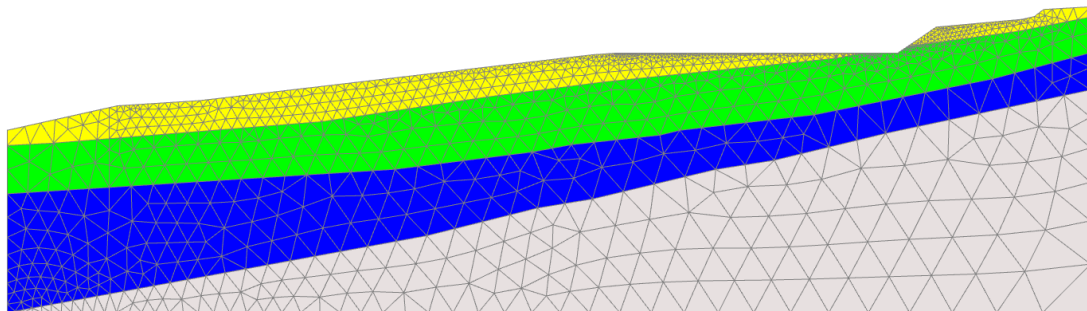


Figura 33: Fase 3 – Sezione N-S

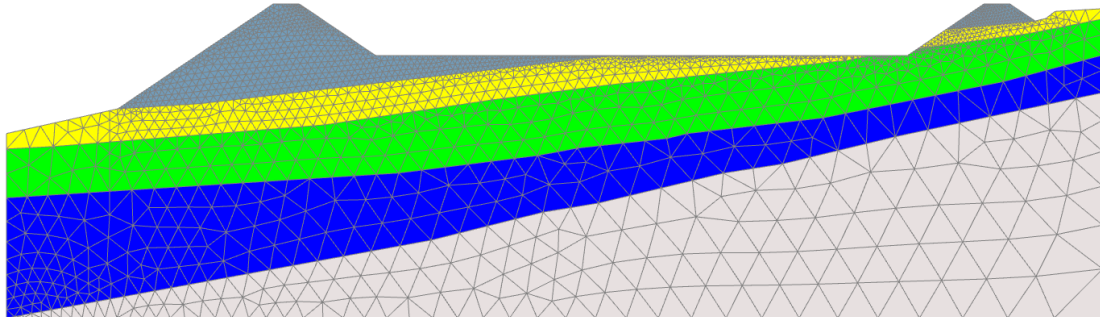


Figura 34: Fase 4 – Sezione N-S

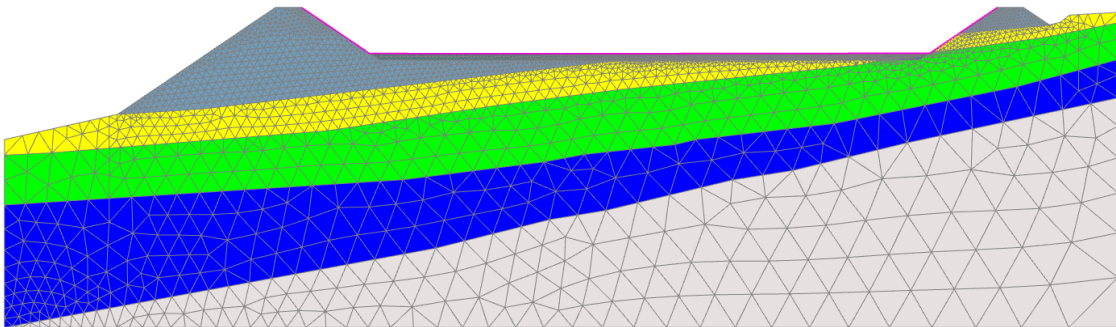


Figura 35: Fase 5 – Sezione N-S

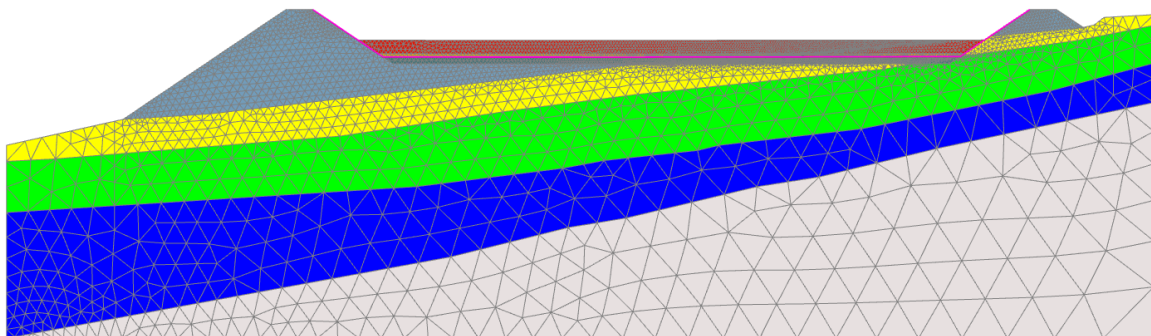


Figura 36: Fase 6 – Sezione N-S

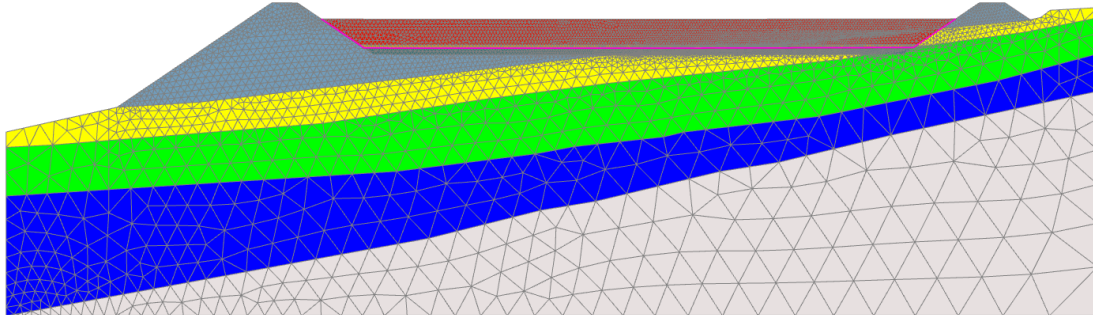


Figura 37: Fase 7 – Sezione N-S

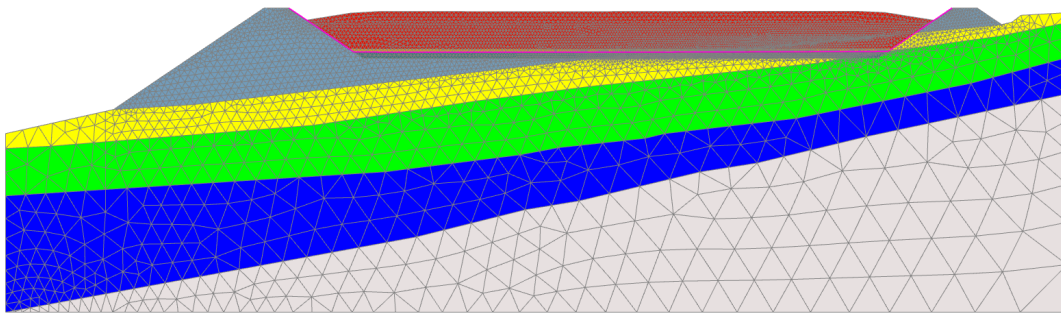


Figura 38: Fase 8 – Sezione N-S

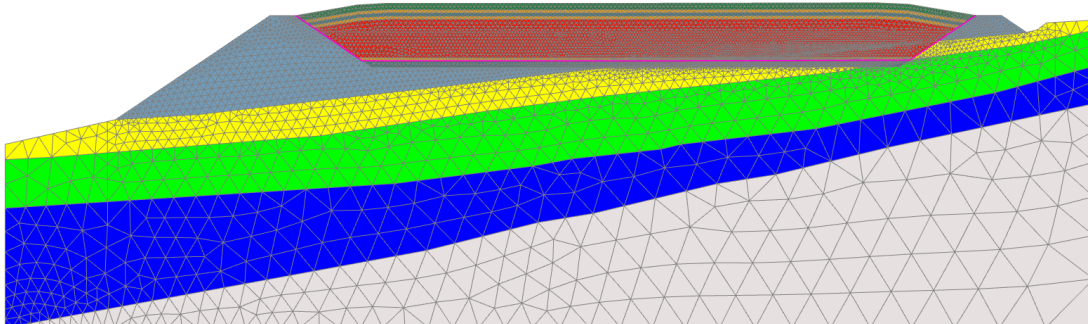


Figura 39: Fase 9 – Sezione N-S

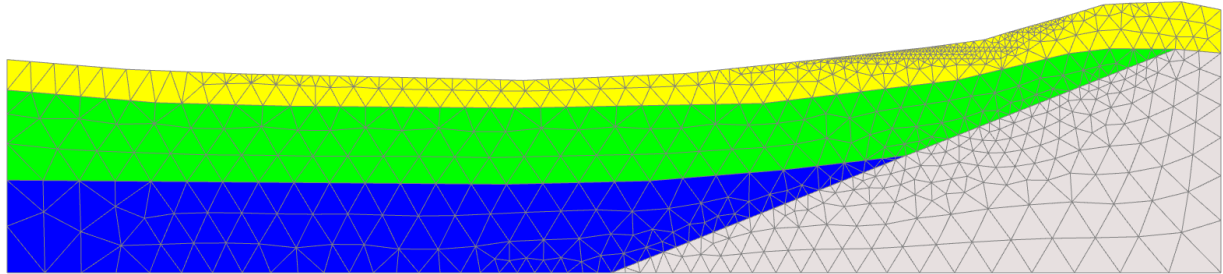


Figura 40: Fase 2 – Sezione E-O

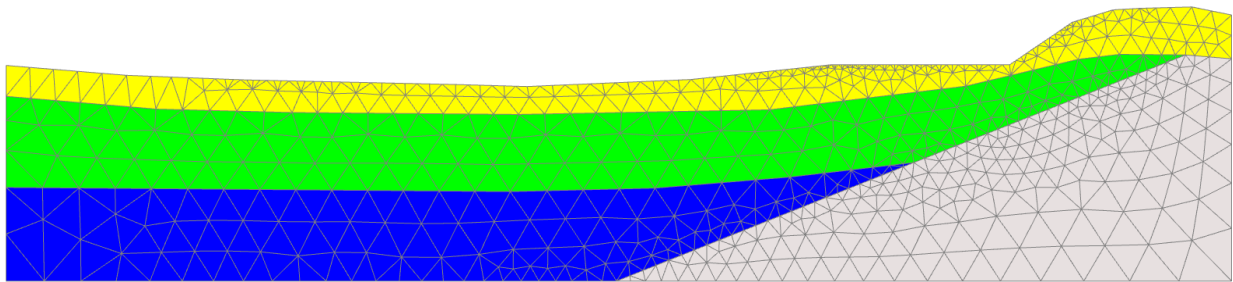


Figura 41: Fase 3 – Sezione E-O

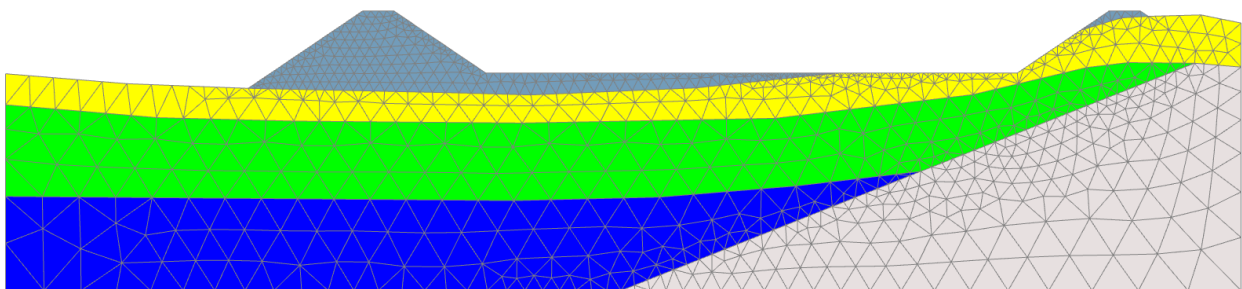


Figura 42: Fase 4 – Sezione E-O

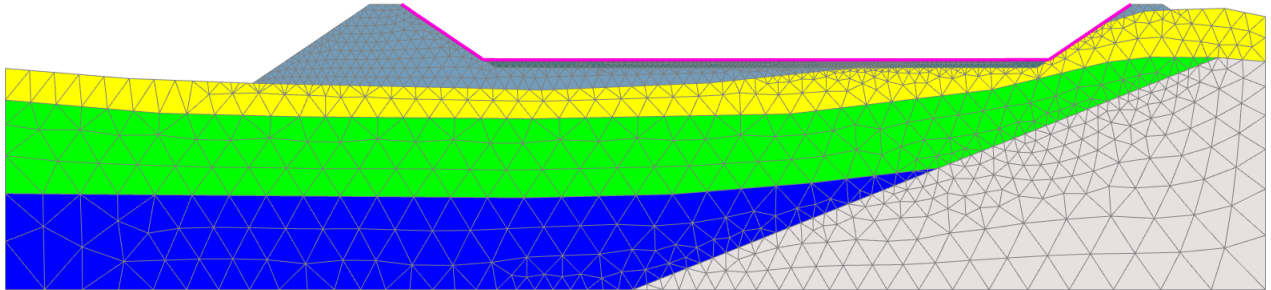


Figura 43: Fase 5 – Sezione E-O

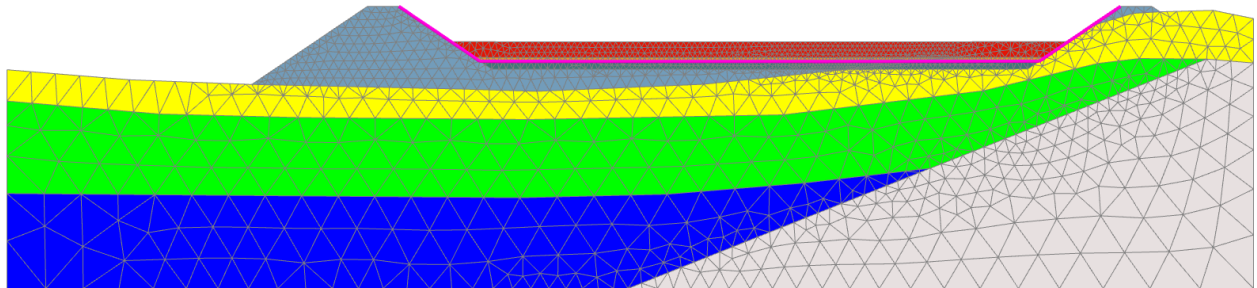


Figura 44: Fase 6 – Sezione E-O

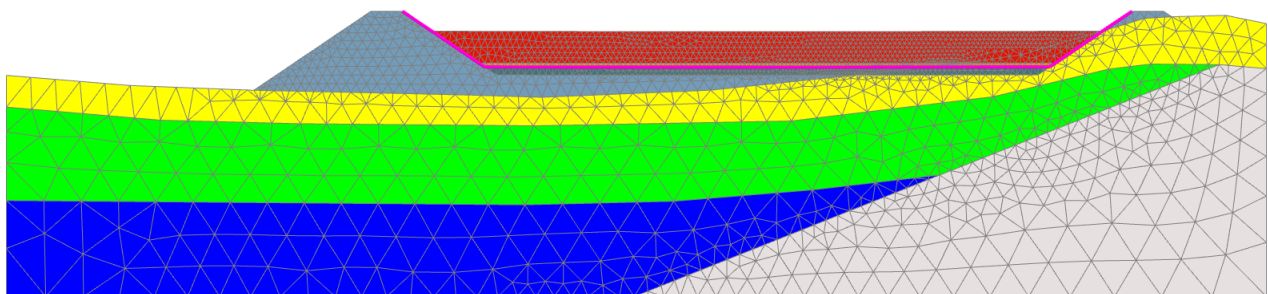


Figura 45: Fase 7 – Sezione E-O

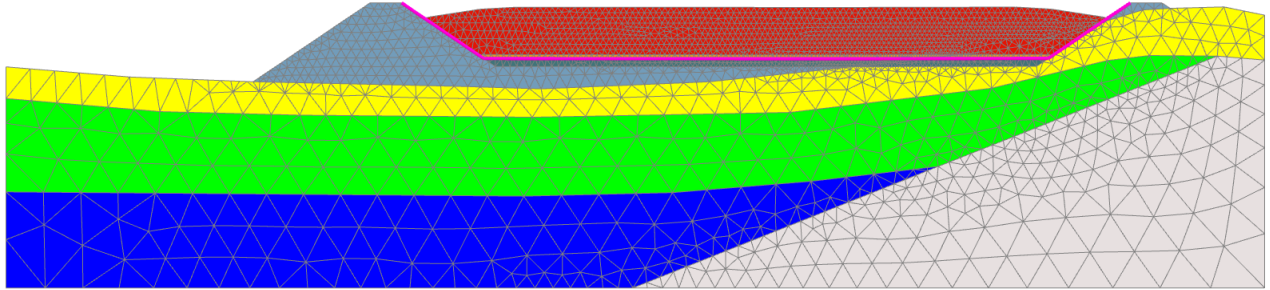


Figura 46: Fase 8 – Sezione E-O

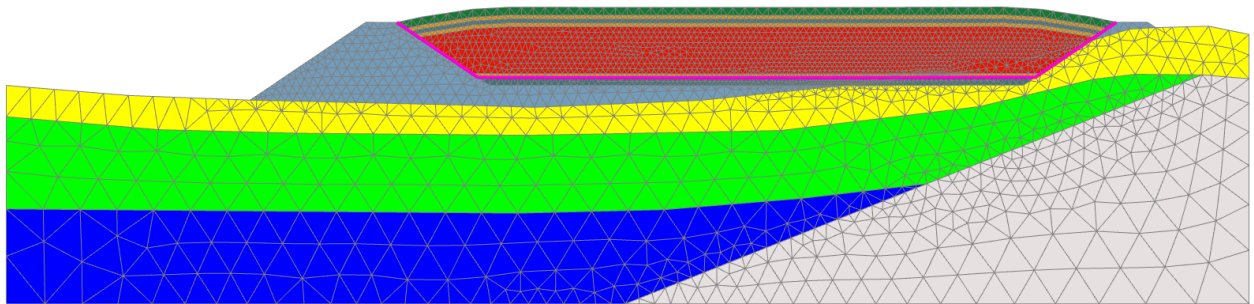


Figura 47: Fase 9 – Sezione E-O

8.3 RISULTATI DELLE ANALISI

8.3.1 VERIFICHE DI STABILITÀ

Per tutte le analisi è stato determinato il valore del coefficiente di sicurezza minimo (che è comunque risultato sempre maggiore del minimo di normativa) caratteristico della singola verifica di stabilità.

Nella tabella che segue sono riepilogati i valori dei coefficienti di sicurezza relativi a tutte le verifiche effettuate, mentre nelle figure seguenti sono riportati l'andamento e l'estensione delle superfici critiche.

Tabella 11 – Risultati analisi di stabilità

	Fase	Verifica	R _d / E _d		
			Statica	Sismica +	Sismica -
Sezione Nord-Sud	Preparazione vasca	Argine Nord	1,23	1,45	1,46
		Argine Sud	1,78	2,08	2,11
	Riempimento vasca	Globale	1,15	1,42	1,44
Sezione Est-Ovest	Preparazione vasca	Argine Ovest	1,56	1,84	1,85
		Argine Est	1,90	2,19	2,24
	Riempimento vasca	Globale	1,55	1,82	1,85

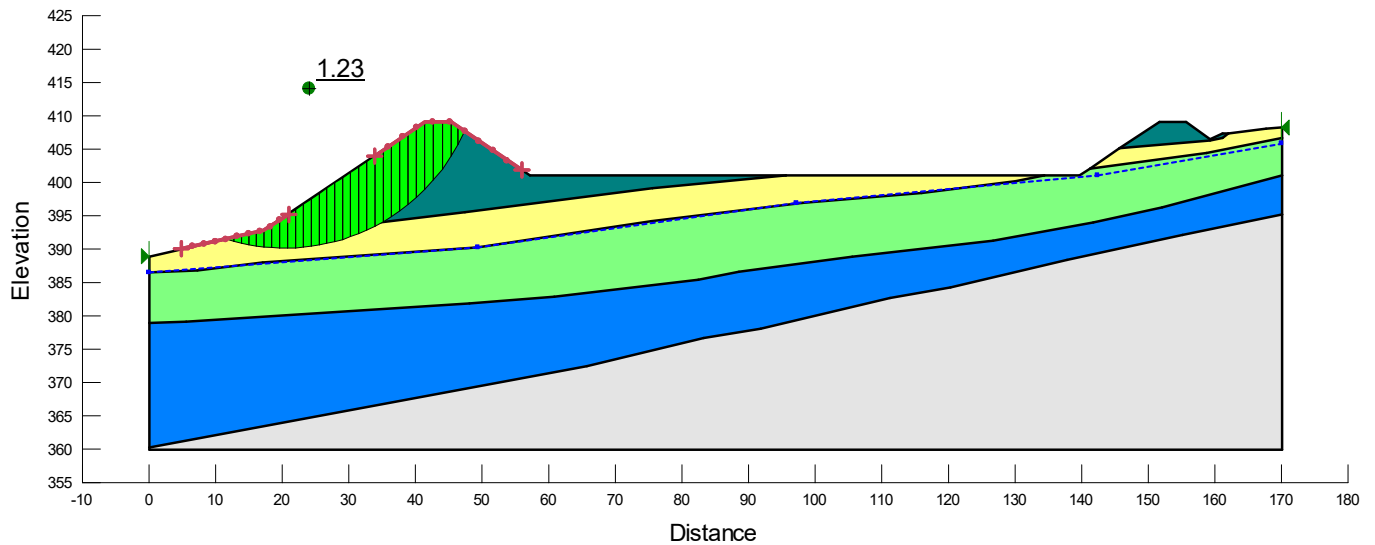


Figura 48: Sezione NS, preparazione vasca, risultati verifica di stabilità argine nord – statica

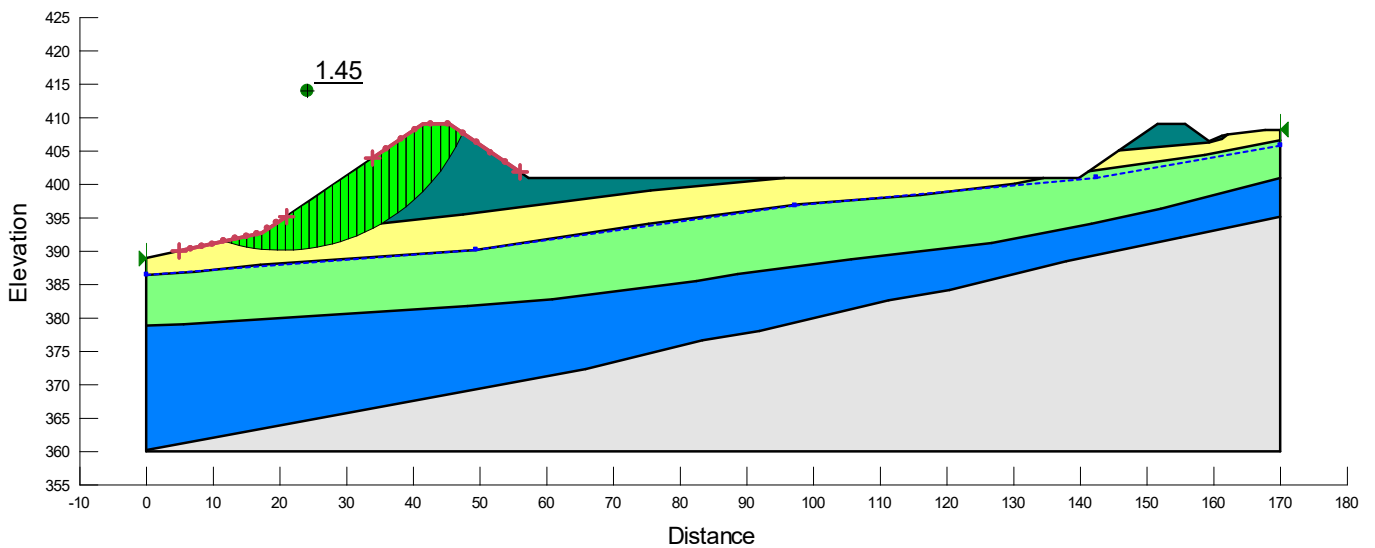


Figura 49: Sezione NS, preparazione vasca, risultati verifica di stabilità argine nord – sismica +

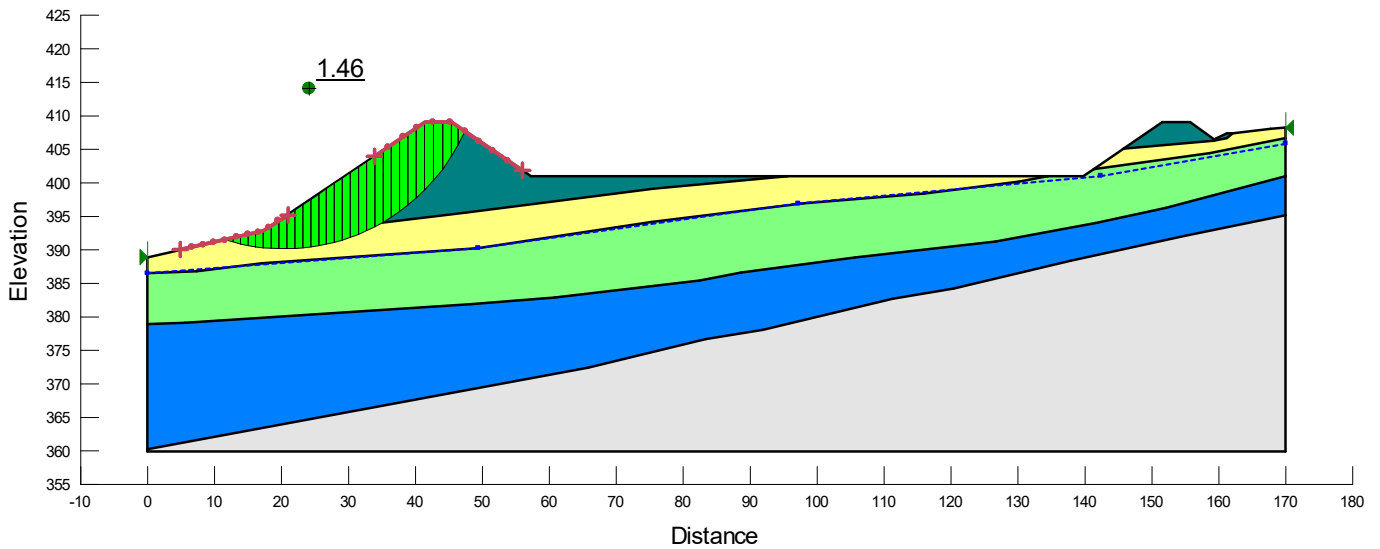


Figura 50: Sezione NS, preparazione vasca, risultati verifica di stabilità argine nord – sismica -

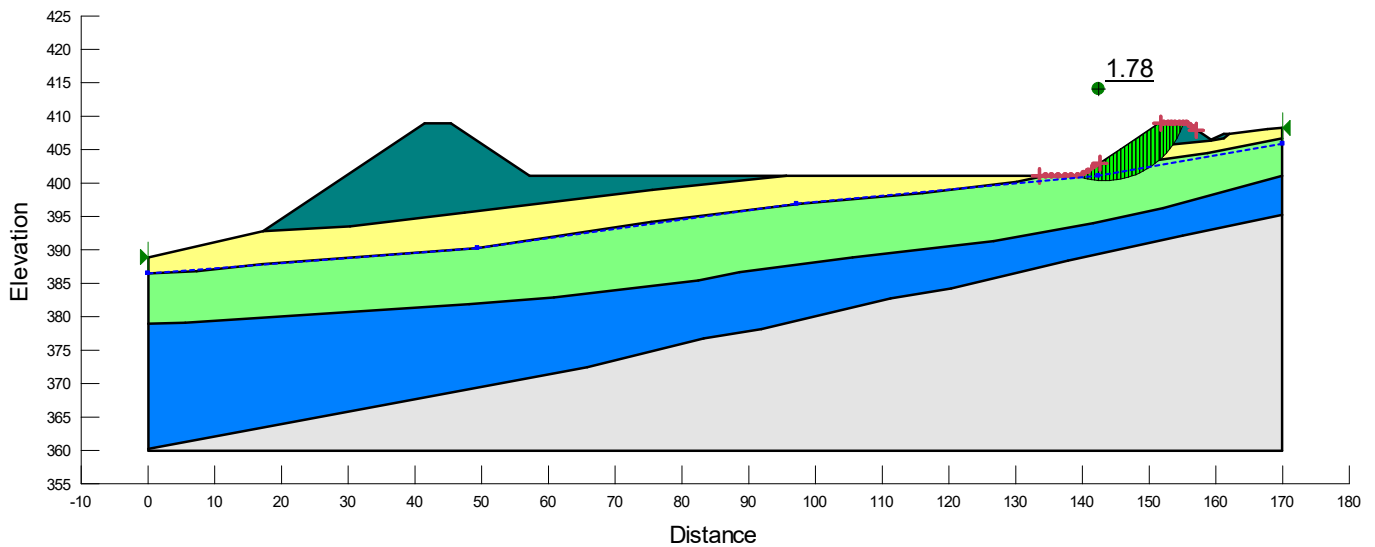


Figura 51: Sezione NS, preparazione vasca, risultati verifica di stabilità argine sud – statica

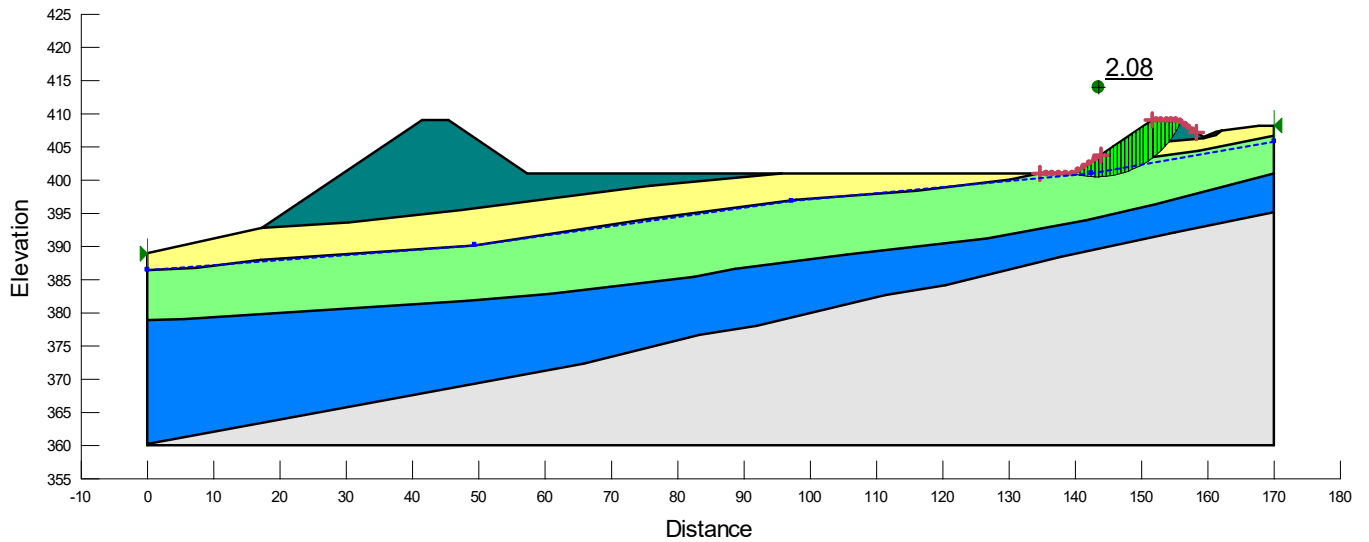


Figura 52: Sezione NS, preparazione vasca, risultati verifica di stabilità argine sud – sismica +

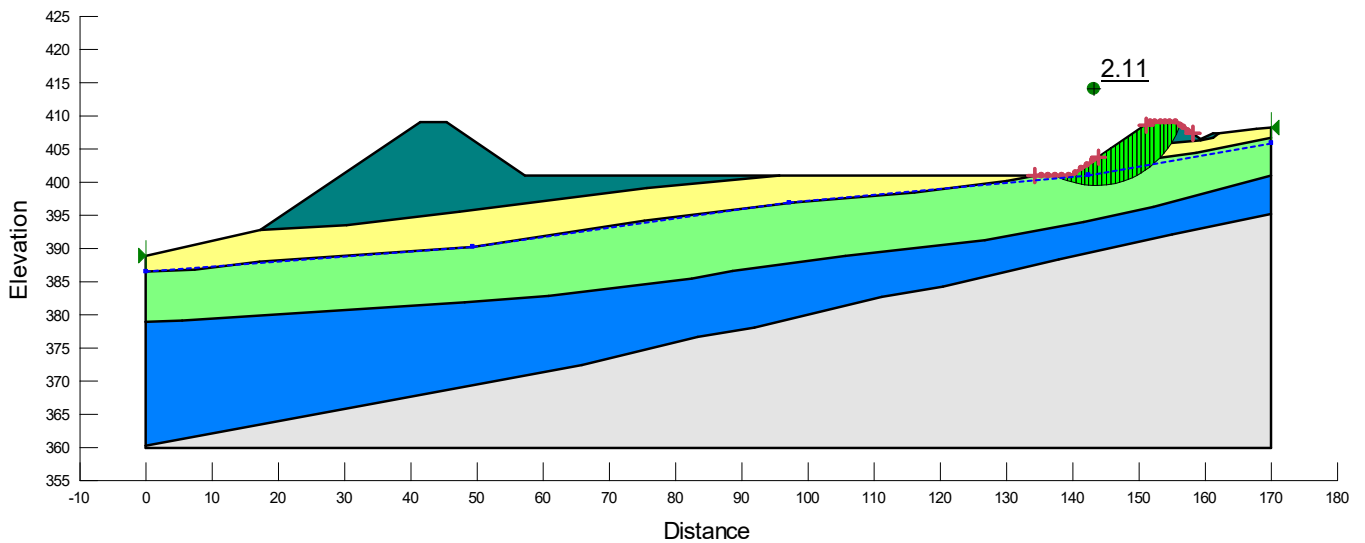


Figura 53: Sezione NS, preparazione vasca, risultati verifica di stabilità argine sud – sismica -

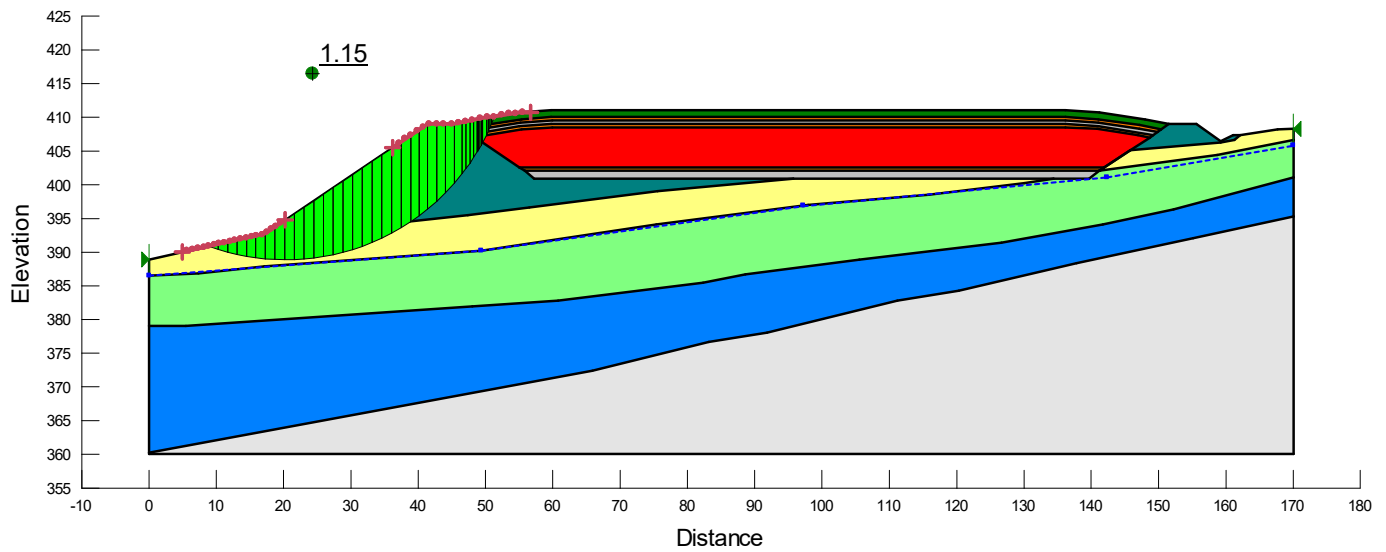


Figura 54: Sezione NS, riempimento vasca, risultati verifica di stabilità globale – statica

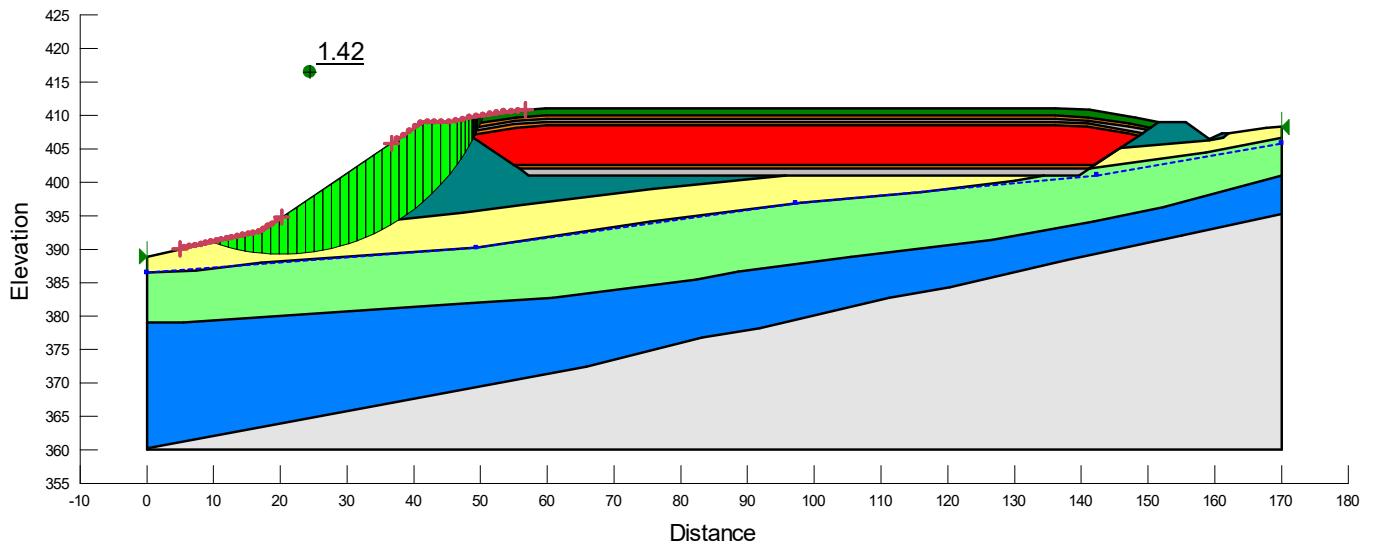


Figura 55: Sezione NS, riempimento vasca, risultati verifica di stabilità globale – sismica +

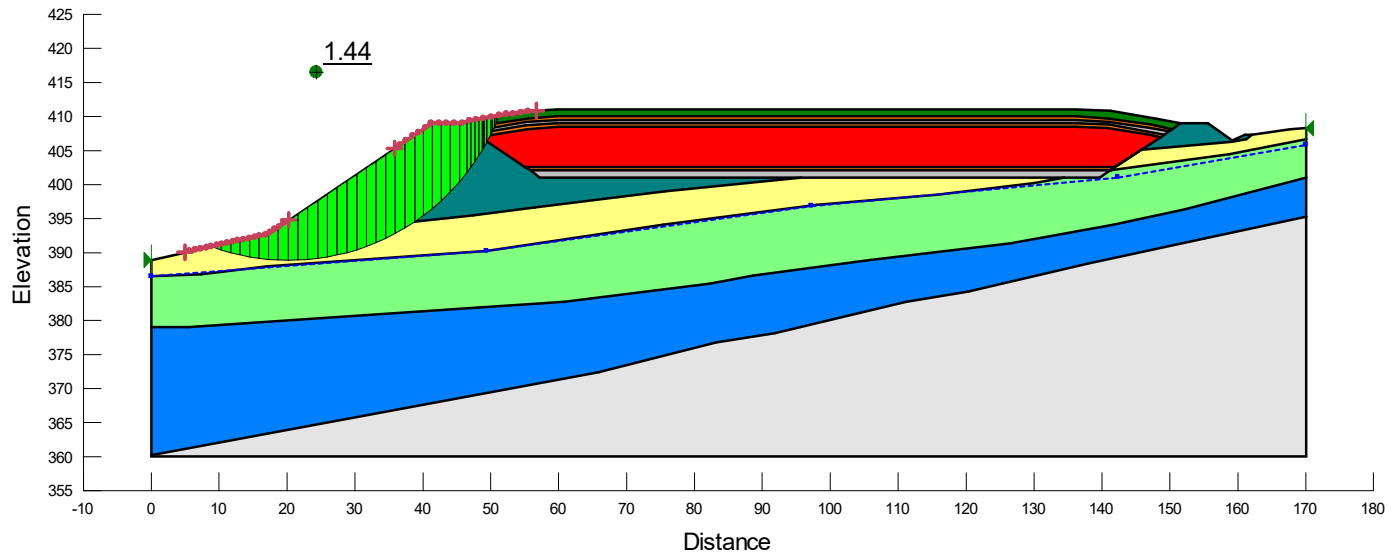


Figura 56: Sezione NS, riempimento vasca, risultati verifica di stabilità globale – sismica –

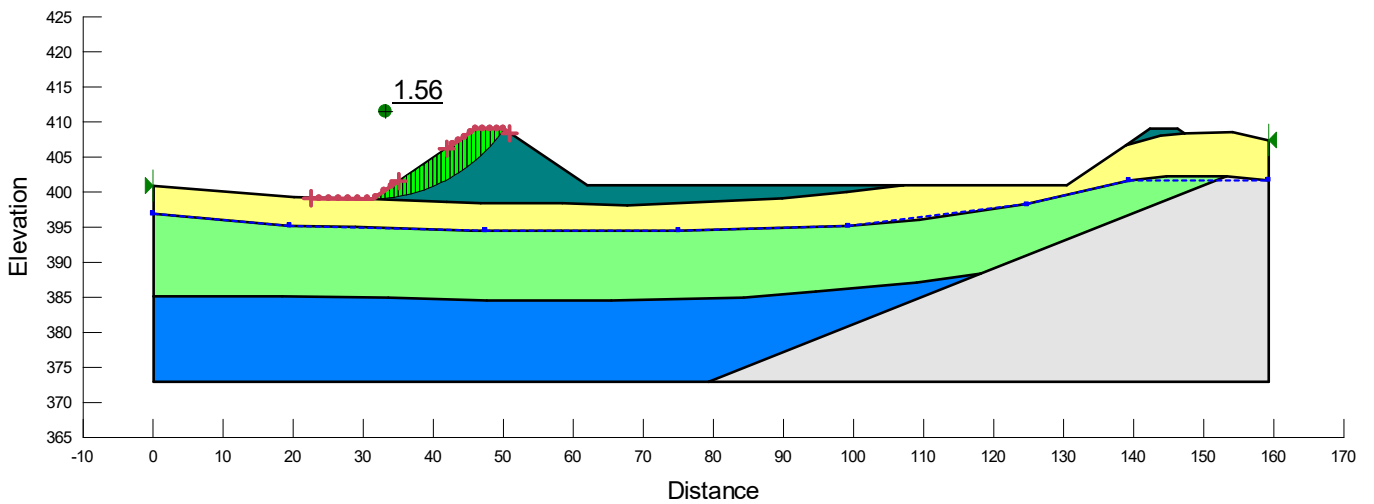


Figura 57: Sezione EO, preparazione vasca, risultati verifica di stabilità argine ovest – statica

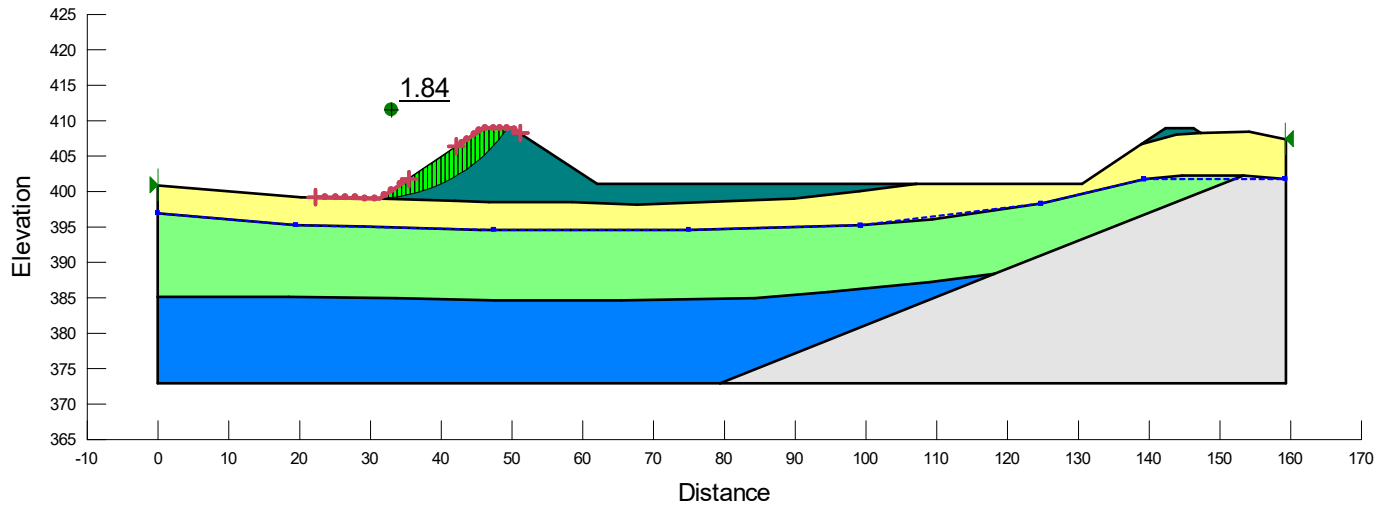


Figura 58: Sezione EO, preparazione vasca, risultati verifica di stabilità argine ovest – sismica +

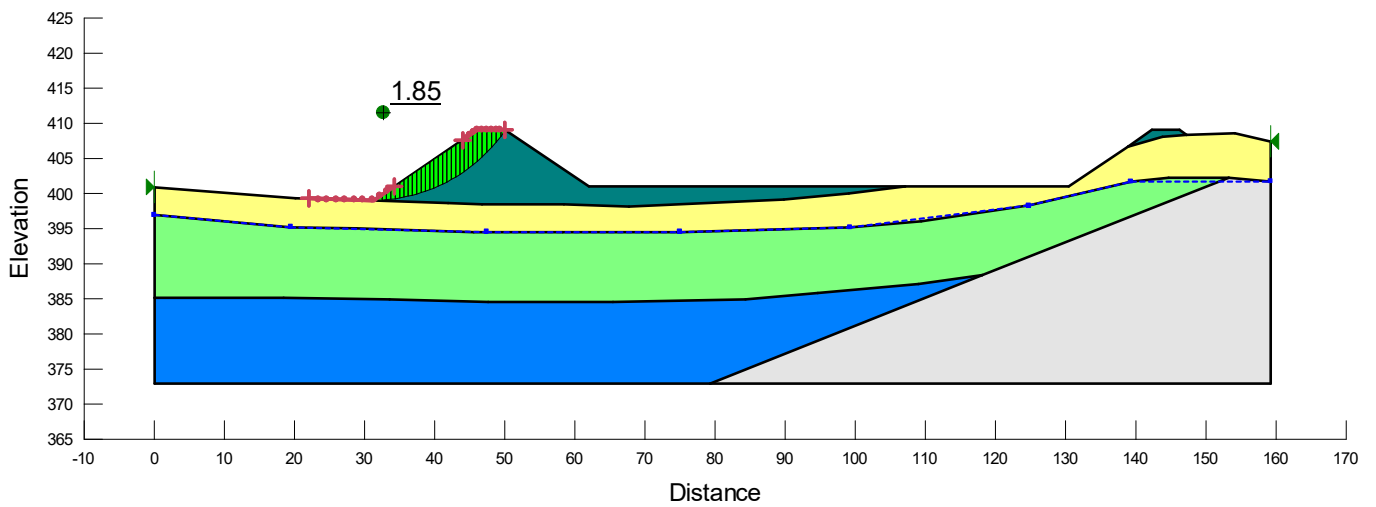


Figura 59: Sezione EO, preparazione vasca, risultati verifica di stabilità argine ovest – sismica -

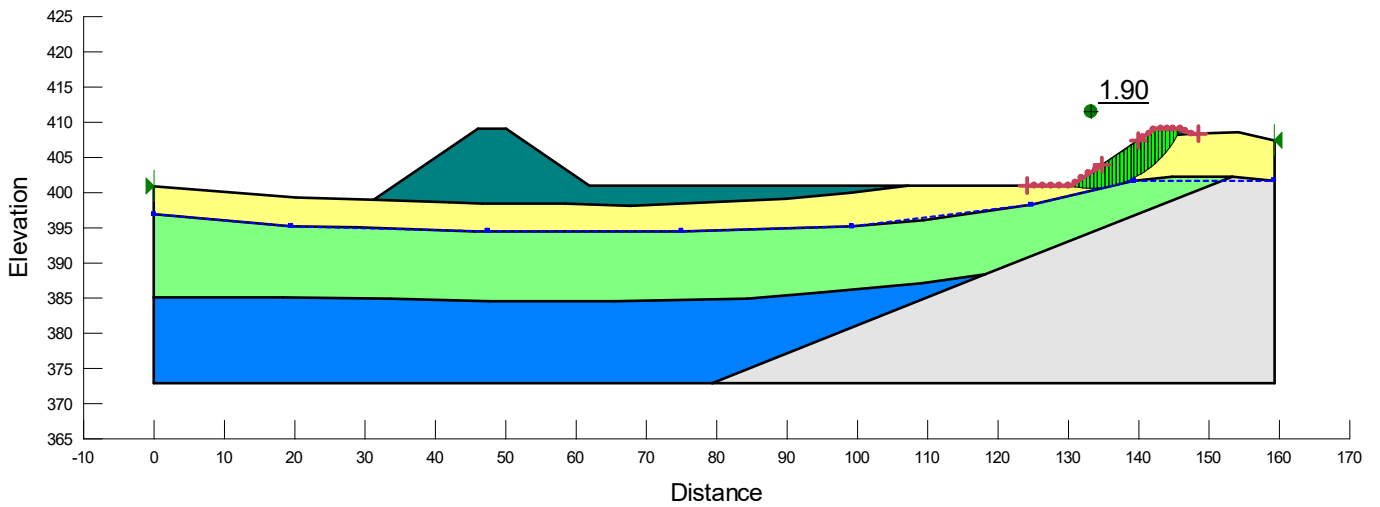


Figura 60: Sezione EO, preparazione vasca, risultati verifica di stabilità argine est – statica

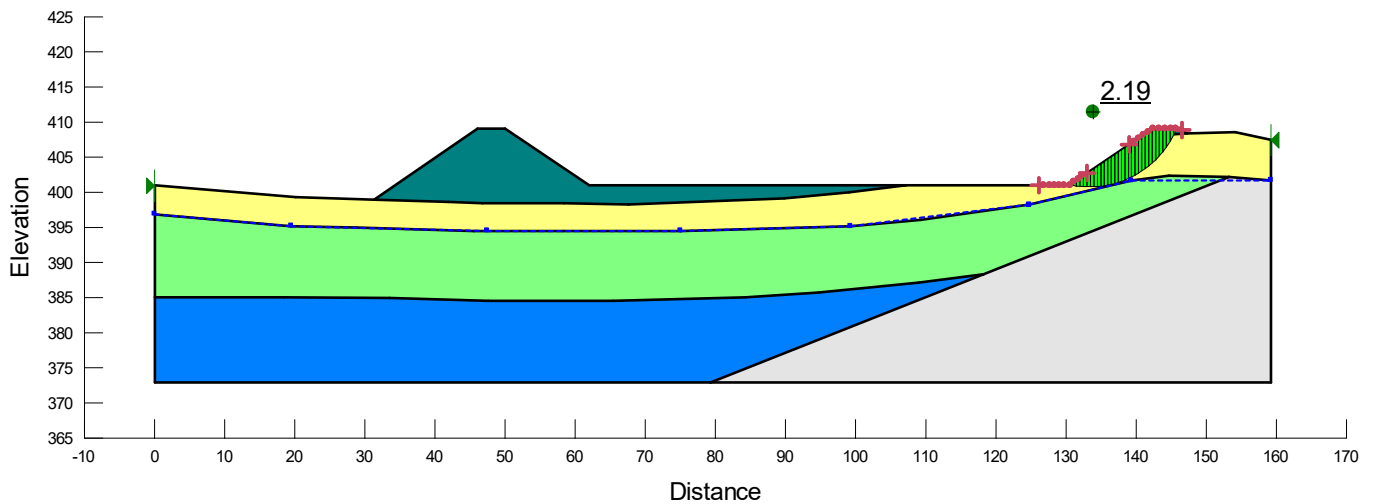


Figura 61: Sezione EO, preparazione vasca, risultati verifica di stabilità argine est – sismica +

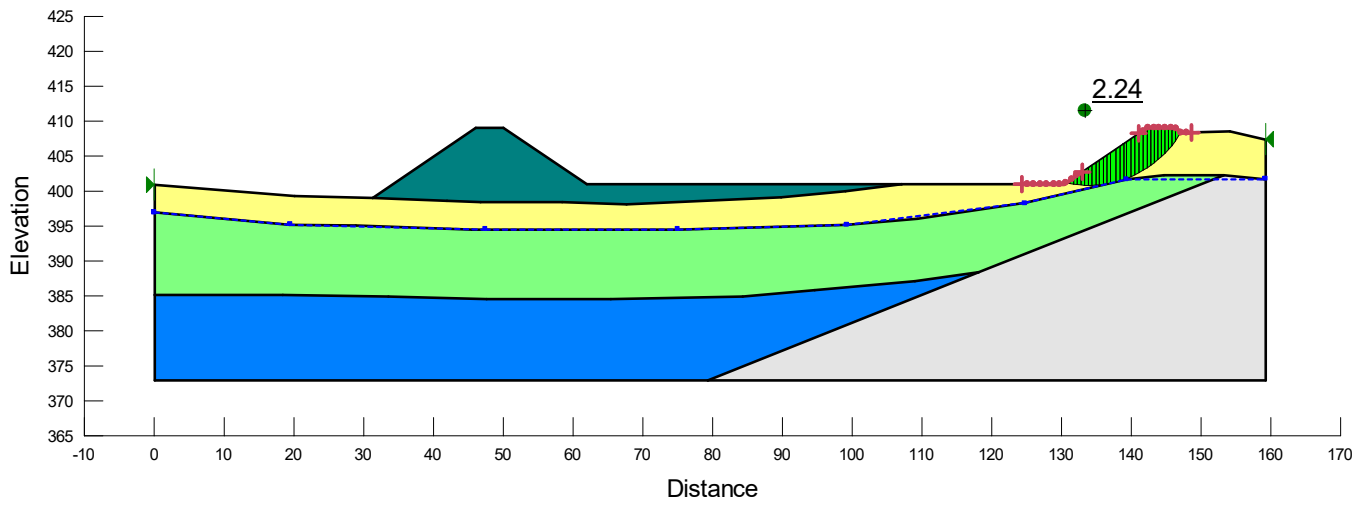


Figura 62: Sezione EO, preparazione vasca, risultati verifica di stabilità argine est – sismica –

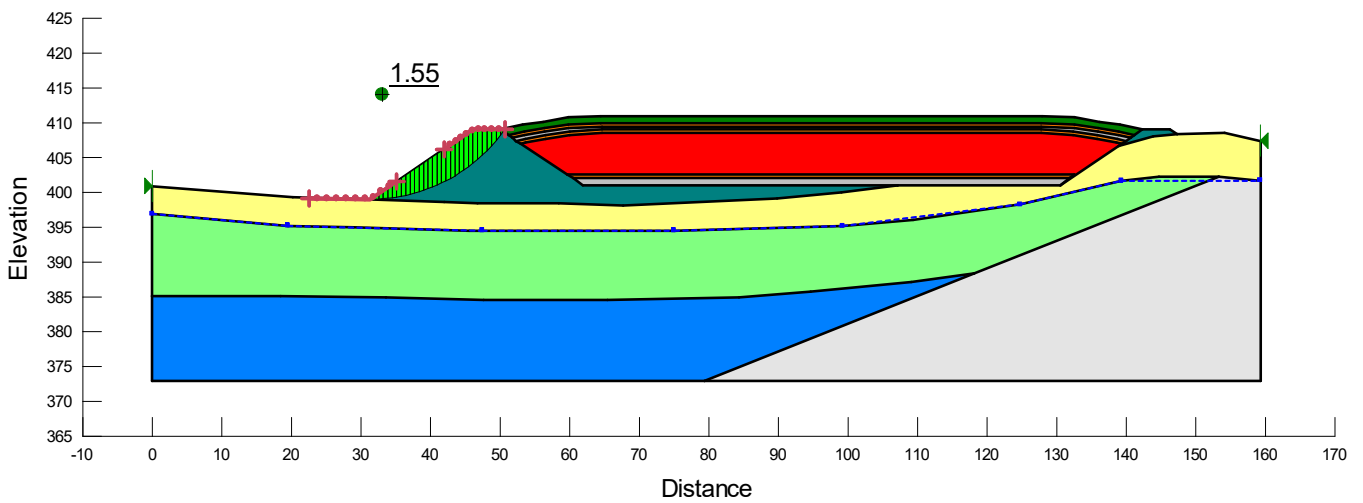


Figura 63: Sezione EO, riempimento vasca, risultati verifica di stabilità globale – statica

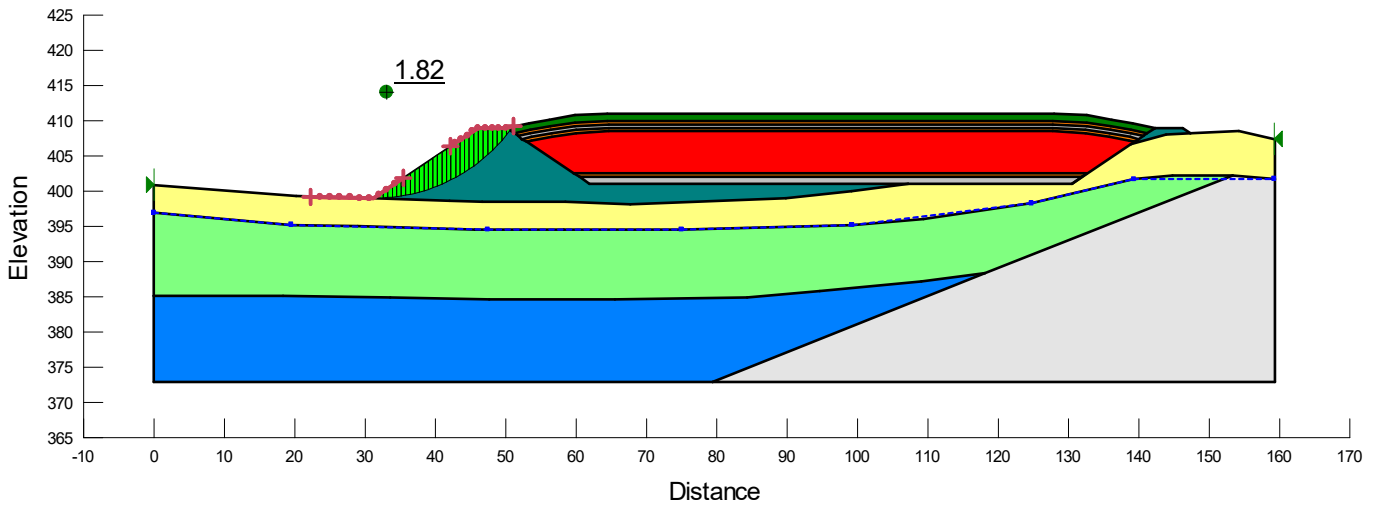


Figura 64: Sezione EO, riempimento vasca, risultati verifica di stabilità globale – sismica +

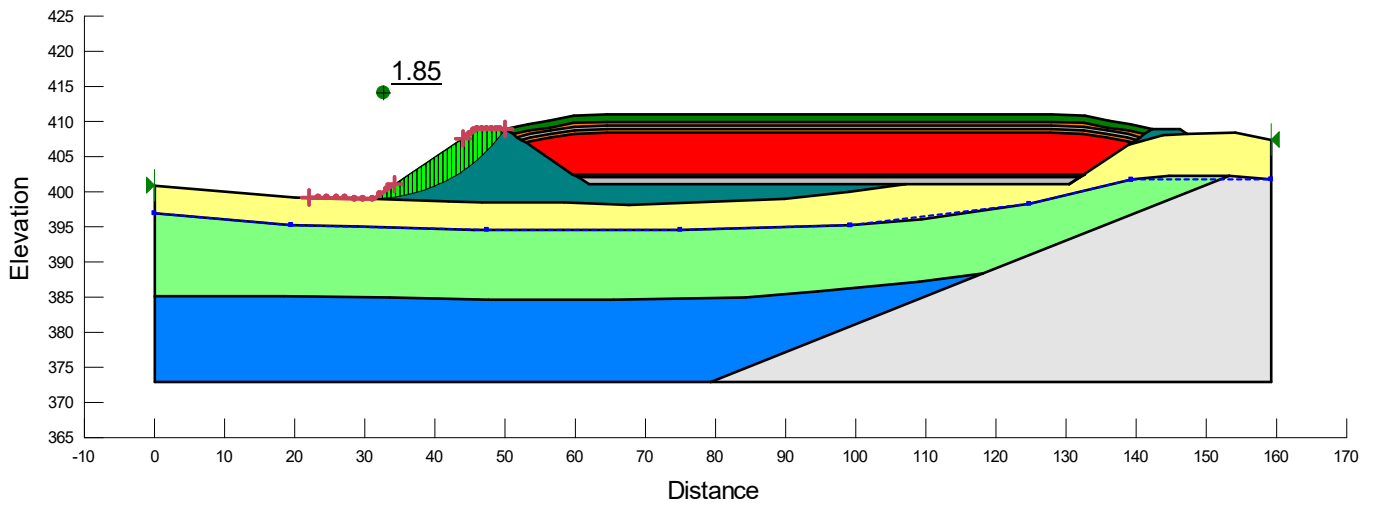


Figura 65: Sezione EO, riempimento vasca, risultati verifica di stabilità globale – sismica –

8.3.2 CEDIMENTI

La valutazione dei cedimenti della discarica è stata effettuata nella configurazione di ultimazione di quest'ultima. In particolare, sono stati analizzati gli spostamenti verticali subiti dai materiali su cui poggiano le ceneri da abbancare e i cedimenti subiti da queste per effetto del peso proprio.

I cedimenti calcolati sono quelli relativi alla fase finale di calcolo, ovvero, al termine del processo di costruzione e consolidazione, simulato mediante un modello costitutivo Hardening soil che consente di riprodurre la compattazione irreversibile del terreno mediante una legge elasto-plastica incrudente.

Poiché l'obiettivo delle fasi di calcolo è quello di riprodurre le reali modalità di evoluzione del fenomeno, allo Stage 5 relativo alla "Preparazione del fondo vasca" sono stati annullati gli spostamenti precedenti, generati nella costruzione dei rilevati. In questo modo, si depurano nella valutazione dei cedimenti dovuti all'abbancamento delle ceneri, quelli indotti dalla costruzione dei rilevati che sono scontati durante la loro costruzione.

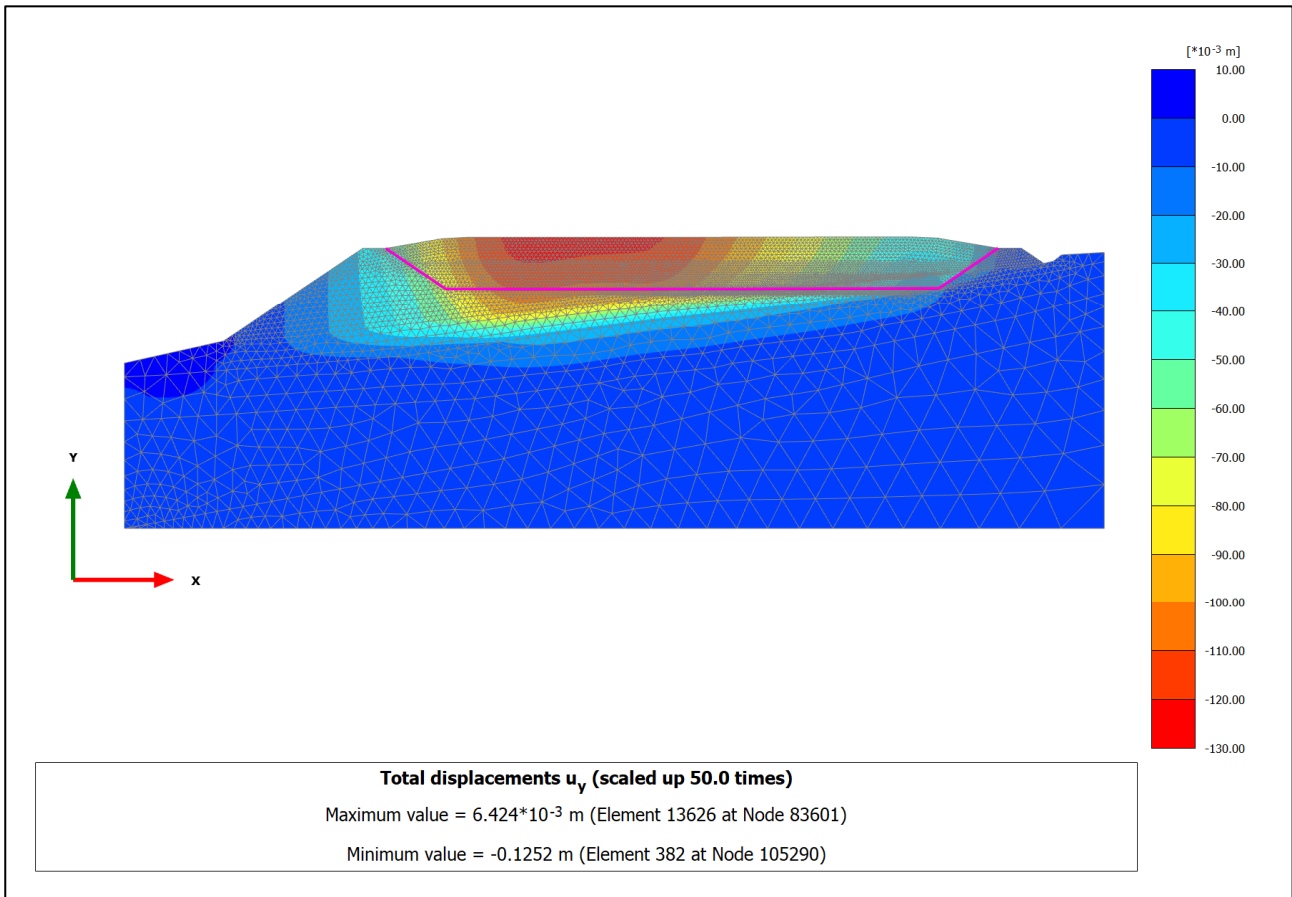


Figura 66: Cedimenti (spostamenti verticali) – Sezione N-S

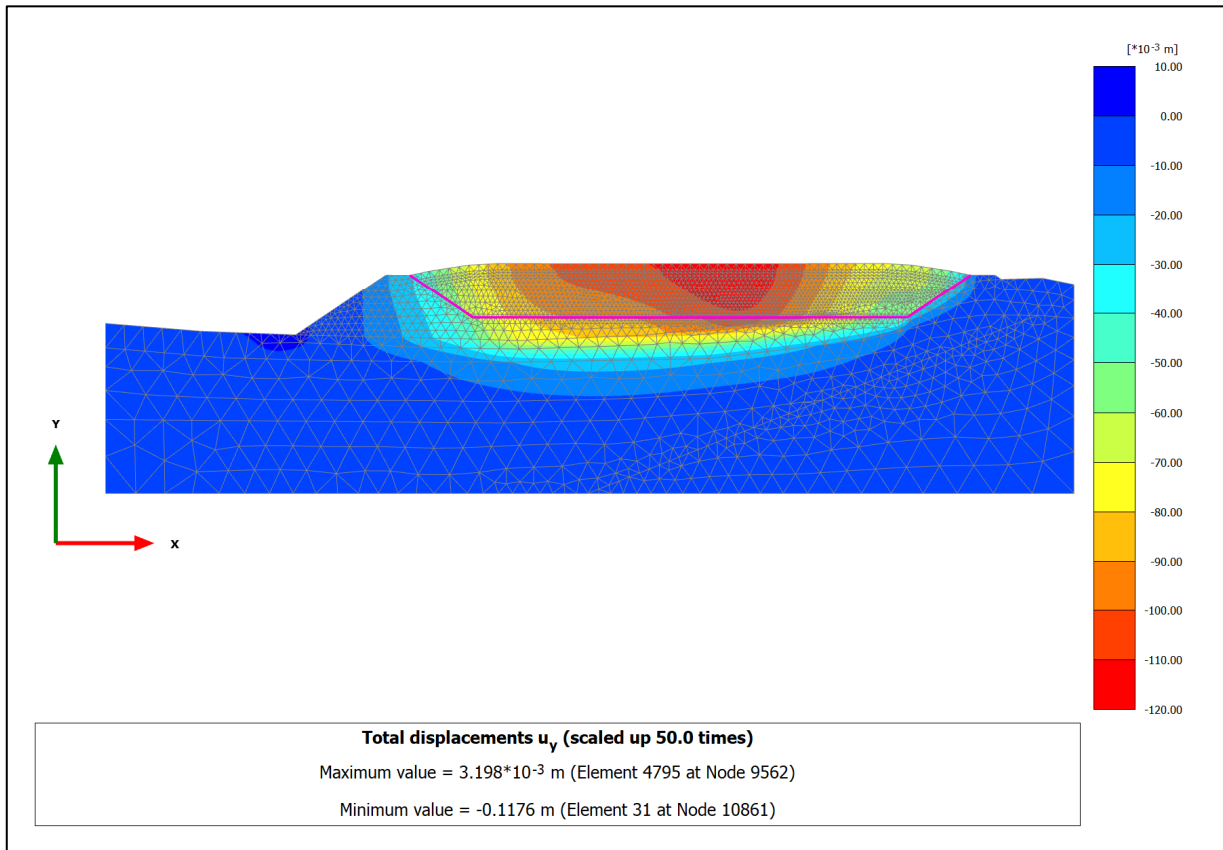


Figura 67: Cedimenti (spostamenti verticali) – Sezione E-O

I cedimenti, depurati dei cedimenti di consolidazione degli argini, sono concentrati nella zona di abbancamento delle ceneri. I valori massimi si riscontrano in corrispondenza della copertura, pari a circa 13 cm e 12 cm rispettivamente per le sezioni Nord-Sud ed Est-Ovest.

Per quanto riguarda il terreno naturale, si osserva in entrambe le sezioni, la concentrazione del cedimento in corrispondenza del massimo spostamento verticale nella zona di abbancamento, anch'esso dell'ordine del decimetro.

8.3.3 STABILITÀ DELLA GEOMEMBRANA

Si illustra di seguito la procedura per la valutazione della stabilità della geomembrana prevista in fase progettuale.

Lo stato tenso-deformativo dei materiali al di sopra della geomembrana determina lo sviluppo di sollecitazioni di trazione su quest'ultima. È, quindi, necessario andare a valutare l'entità di queste sollecitazioni per verificare l'idoneità della geomembrana a sopportare gli sforzi applicati, confrontandola con la resistenza di progetto in modo che sia soddisfatta la seguente condizione:

$$Ed < Rd = Ft,d < Ts,d$$

In cui:

- Ft,d = Sollecitazione di trazione di progetto agente sulla geomembrana [kN/m];
- Ts,d = Resistenza snervamento della geomembrana [kN/m]

La valutazione della sollecitazione di trazione avviene analizzando per entrambe le sezioni di calcolo la sollecitazione massima a cui la geomembrana è soggetta nella fase finale di calcolo. In questo modo, considerando la configurazione deformata dei modelli di calcolo, si considera l'effetto del carico trasmesso dai materiali sovrastanti alla geomembrana ed intrinsecamente quello dovuto ai cedimenti differenziali.

Si riporta di seguito l'andamento della sollecitazione di trazione a cui la geomembrana è sottoposta per la Sez. N-S e la Sez. E-O:

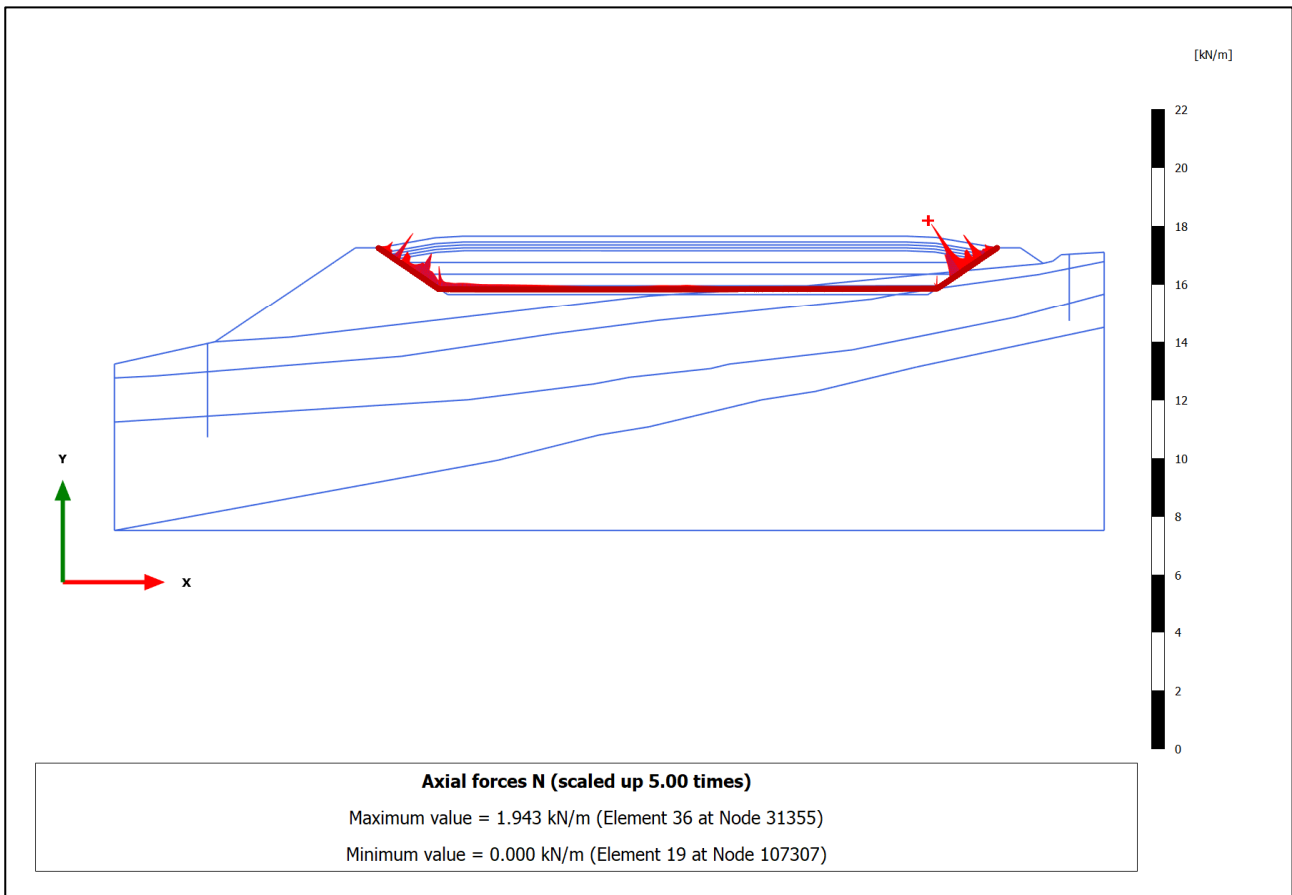


Figura 68: Forza di trazione agente sulla geomembrana – Sezione N-S

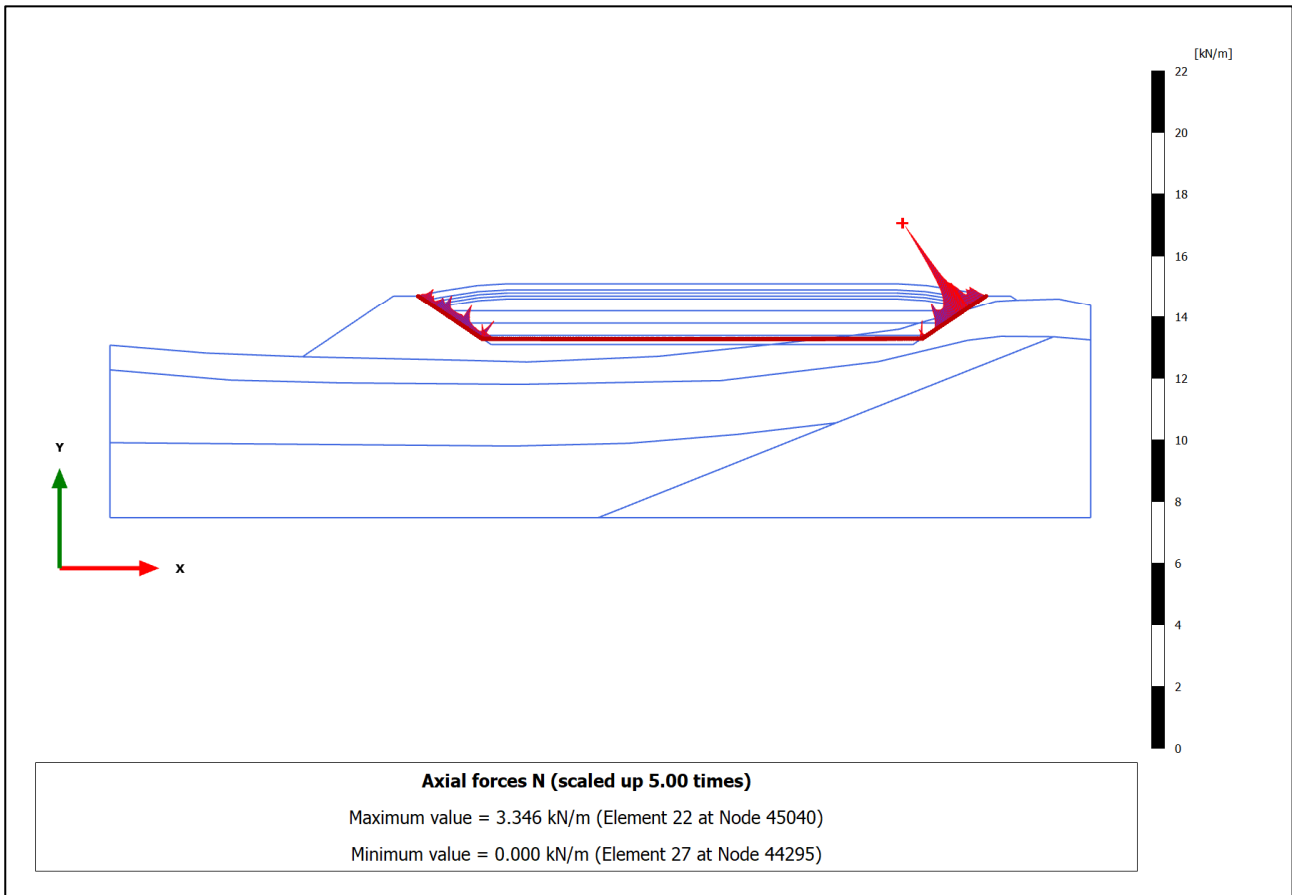


Figura 69: Cedimenti (spostamenti verticali) – Sezione E-O

Poiché i valori massimi ottenuti dal modello di calcolo rappresentano le sollecitazioni caratteristiche, in accordo con la NTC18, si amplifica l'effetto delle azioni (rappresentate dal peso proprio dei materiali), moltiplicando le sollecitazioni risultanti per il coefficiente $\gamma_A = 1.3$.

Si sono, così, ottenute le sollecitazioni di progetto pari a:

$F_{t,d} = 2.48 \text{ kN/m}$ (Sezione N-S);

$F_{t,d} = 4.35 \text{ kN/m}$ (Sezione E-O);

La resistenza di progetto viene calcolata considerando il carico di snervamento e lo spessore della geomembrana, ovvero, $\sigma_s = 18000 \text{ kN/m}^2$ e $s=0.002$. Si ottiene in questo modo la forza resistente allo snervamento nominale della geomembrana $T_s = 36 \text{ kN/m}$.

Per ottenere la resistenza di progetto è necessario dividere la T_s per il fattore di riduttivo delle resistenze γ_R , cautelativamente assunto pari a 2, in modo da tener in considerazione fenomeni di creep, eventuali danni in fase di installazione e la durabilità dei materiali.

La resistenza allo snervamento di progetto risulta, quindi, pari a $T_{s,d} = 18 \text{ kN/m}$.

Si riporta di seguito l'esito delle verifiche effettuate per le due sezioni di calcolo:

SEZIONE N-S			SEZIONE E-O		
Carico di snervamento	[kN/m ²]		Carico di snervamento	[kN/m ²]	
σ_s	18000		σ_s	18000	
Resistenza di snervamento caratteristica	[kN/m]		Resistenza di snervamento caratteristica	[kN/m]	
T_s	36		T_s	36	
Fattore riduttivo delle resistenze	[-]		Fattore riduttivo delle resistenze	[-]	
γ_R	2		γ_R	2	
Resistenza di snervamento di progetto	[kN/m]		Resistenza di snervamento di progetto	[kN/m]	
$T_{s,d}$	18		$T_{s,d}$	18	
Trazione sulla geomembrana	[kN/m]		Trazione sulla geomembrana	[kN/m]	
F_t	1,91		F_t	3,35	
Fattore amplificativo delle sollecitazioni	[-]		Fattore amplificativo delle sollecitazioni	[-]	
γ_s	1,3		γ_s	1,3	
Trazione di progetto sulla geomembrana	[kN/m]		Trazione di progetto sulla geomembrana	[kN/m]	
$F_{t,d}$	2,48		$F_{t,d}$	4,35	
FS	$T_{s,d}/F_{t,d}$	7,26	FS	$T_{s,d}/F_{t,d}$	4,14

Figura 70: Esito verifiche di stabilità sulle geomembrane

Le verifiche risultano soddisfatte per entrambe le sezioni di calcolo.