

### 3.3.1 Prove in laboratorio sui campioni prelevati nei sondaggi

Le carote di terreno estratte nei sondaggi sono state poste all'interno di opportune cassette quotate e consegnate alla committenza. Nel seguito si riporta un quadro riepilogativo dei campioni prelevati e del tipo di prove eseguite.

Sond	Campione (ind/rim)	Prof. prel. (m)	Prove di laboratorio
S22	A (ind.)	3,00 – 3,50	-----
S22	B (ind.)	8,70 – 9,30	Caratteristiche fisiche, prova triassiale CU
S22	1 (rim)	18,4 – 18,5	----
S21	A(ind.)	3,00 – 3,40	Caratteristiche fisiche, prova triassiale CU, consolidazione edometrica
S21	B (ind.)	6,50 – 7,00	Caratteristiche fisiche, prova triassiale UU
S21	1 (rim)	14,00 – 14,30	---
S1	A(ind.)	3,00 – 3,70	Caratteristiche fisiche, prova triassiale UU
S1	B (ind.)	6,00 – 6,70	Caratteristiche fisiche, prova triassiale CU, consolidazione edometrica
S1	1 (rim)	7,40 – 7,50	Caratteristiche fisiche, prova taglio diretto CD su terreno ricostituito
S2	A (ind.)	3,00 – 3,50	Caratteristiche fisiche, prova triassiale CU, consolidazione edometrica
S2	B (ind.)	6,00 – 6,50	Caratteristiche fisiche, prova triassiale UU
S2	1 (rim)	9,80 – 10,00	-----

Figura 3.16 Riepilogo delle prove eseguite sui campioni di terreno prelevati

Nelle tabelle seguenti si riportano alcune proprietà caratteristiche dei campioni prelevati in sito.

Sond.	Camp.	Prof. m dal p.c.	Ghiaia (%)	Sabbia (%)	Limo + Argilla (%)	W (%)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	WL (%)	WP (%)	IP (%)
S1	A	3,00 - 3,70	----	1,26	98,74	36,7	19,93	N.D.	41	26	15
S1	B	6,00 - 6,70	----	2,23	97,77	43,3	16,84	26,97	61	33	28
S1	1	7,40 - 7,50	----	60,98	39,02	25,0	19,47	N.D.	N.P.	N.P.	N.D.
S2	A	3,00 - 3,50	0,59	2,67	96,74	39,6	17,99	27,52	47	27	20
S2	B	6,00 - 6,50	0,03	1,46	98,51	38,7	19,86	N.D.	45	28	17
S21	A	3,00 - 3,40	----	0,87	99,13	51,3	17,42	26,68	64	33	31
S21	B	6,50 - 7,00	----	7,62	92,38	34,7	19,76	N.D.	36	28	8
S22	B	8,70 - 9,30	----	0,35	99,65	27,4	20,04	N.D.	46	25	21

Figura 3.17 Proprietà indici dei campioni esaminati in laboratorio

Sond.	Camp.	Prof. m dal p.c.	$\phi'$	$c'$	$c_u$	$\phi'$	$c'$	Eed (kPa)
			(°) TXCU	(kPa) TXCU	(kPa) TXUU	(°) TDCCD	(kPa) TDCCD	
S1	A	3,00 - 3,70	----	----	21,9	----	----	----
S1	B	6,00 - 6,70	24,4	7	----	----	----	1.955
S1	1	7,40 - 7,50	----	----	----	33,6	8,0	----
S2	A	3,00 - 3,50	23,3	29	----	----	----	2.310
S2	B	6,00 - 6,50	----	----	14,3	----	----	----
S21	A	3,00 - 3,40	25,6	27	----	----	----	1.895
S21	B	6,50 - 7,00	----	----	21,0	----	----	----
S22	B	8,70 - 9,30	24,6	4	----	----	----	----

Figura 3.18 parametri di resistenza al taglio e di compressibilità dei campioni esaminati in laboratorio

### 3.3.2 Prove penetrometriche dinamiche SPT

Come riportato precedentemente, durante l'esecuzione dei sondaggi, in corrispondenza delle lenti sabbiose sono state effettuate prove penetrometriche SPT con campionatore Raymond. A causa del ridotto spessore degli strati sabbiosi, solamente nei sondaggi S2 e S22 è stato intercettato uno strato di sabbia. Con opportune relazioni empiriche è stato possibile determinare i parametri geotecnici riportati nell'immagine seguente.

Sond.	Prof. m dal p.c.	n. colpi (15 cm)	NSPT	Dr (%)	$\phi$ (°)	Es (kg/cm <sup>2</sup> )	cu (kg/cm <sup>2</sup> )	Litologia
S22	7,00 – 7,45	7 – 5 – 4	9	38	33,3	120	----	Sabbia medio- fine
S21	14,50 – 14,95	7 – 2 – 1	3	----	----	----	0,25	Sabbia fine limosa passante ad argilla
S1	7,55 – 8,00	1 – 2 – 2	4	----	----	----	0,25	Argilla limosa
S2	9,00 – 9,45	4 – 5 – 7	12	41	33,7	135	----	Sabbia fine limosa

Figura 3.19 Interpretazione delle prove SPT

### 3.3.3 Prove penetrometriche statiche CPT

Per le prove CPT è stato usato un penetrometro statico autoancorante con una capacità di spinta pari a 20t, munito di punta meccanica tipo Begemann. La prova è stata eseguita secondo le norme ASTM D3441-86 e consiste nell'infissione della punta mediante una batteria di aste collegate ad un opportuno sistema di spinta idraulica con velocità di infissione costante pari a 2cm/sec. Durante l'infissione viene misurata la pressione esercitata sulle aste di manovra per tratti pari a 20cm. I dati raccolti sono:

- la resistenza all'avanzamento della punta ( $R_p$ );
- la resistenza totale all'avanzamento della punta ( $R_p$ ) e del manicotto ( $R_I$ ).

Dalle tali prove è possibile definire, mediante formulazioni e procedimenti empirici alla determinazione del profilo stratigrafico e all'attribuzione di opportune caratteristiche geomeccaniche dei terreni.

### 3.4 Indagini geognostiche (novembre e dicembre 2004)

Si tratta di una campagna di indagini svolta nel lotto Nord Ovest e comprende le seguenti indagini:

- 8 sondaggi con metodo di perforazione a rotazione con carotaggio continuo (S23, S24, S25, S26, S27, S28, S29 e S30);
- 14 prove CPT (da CPT5 a CPT15, e CPT17, CPT18 e CPT19).

Nell'immagine seguente si riporta in celeste la posizione planimetrica delle indagini svolte nel periodo di riferimento tra novembre e dicembre 2004.

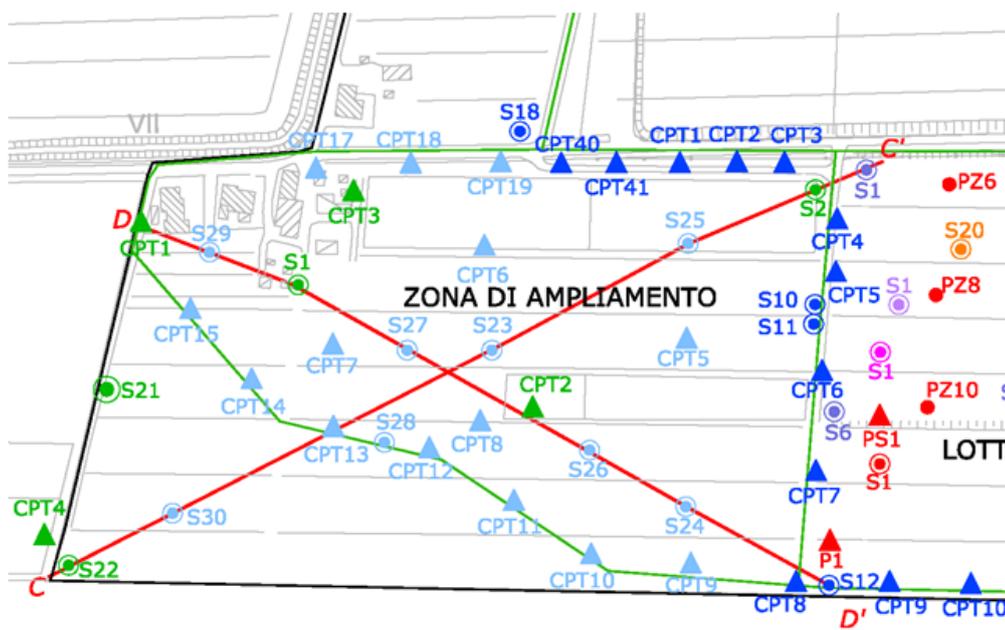


Figura 3.20 In celeste l'ubicazione delle indagini nel periodo di riferimento

#### 3.4.1 Sondaggi geognostici

Nel seguito si riportano:

- le schede stratigrafiche dei sondaggi S24, S25 e S28;
- le sezioni stratigrafiche C-C' e D-D'.

Per tutte le altre prove, sondaggi e prove penetrometriche, non sono disponibili i risultati ottenuti.

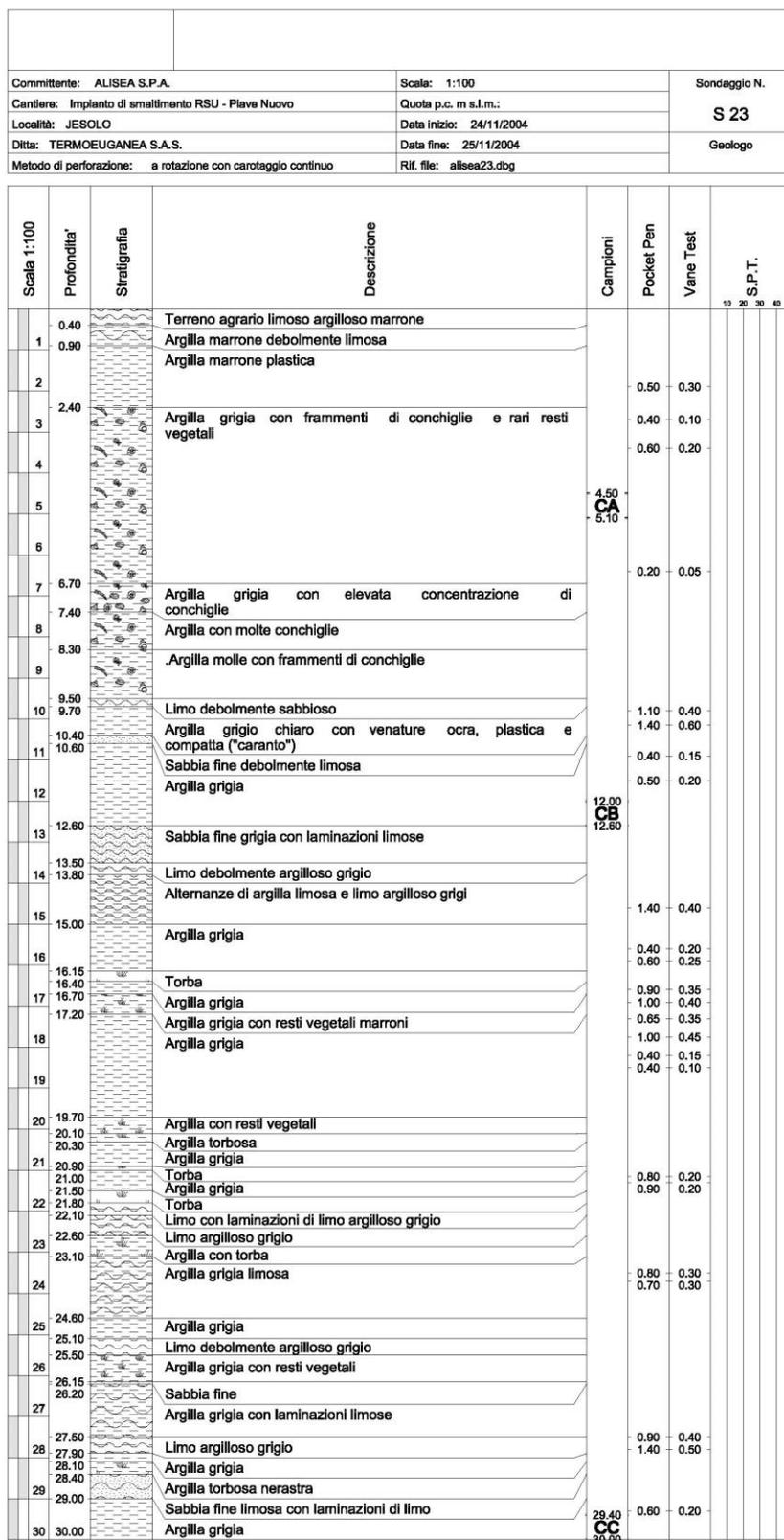


Figura 3.21 Sondaggio S23

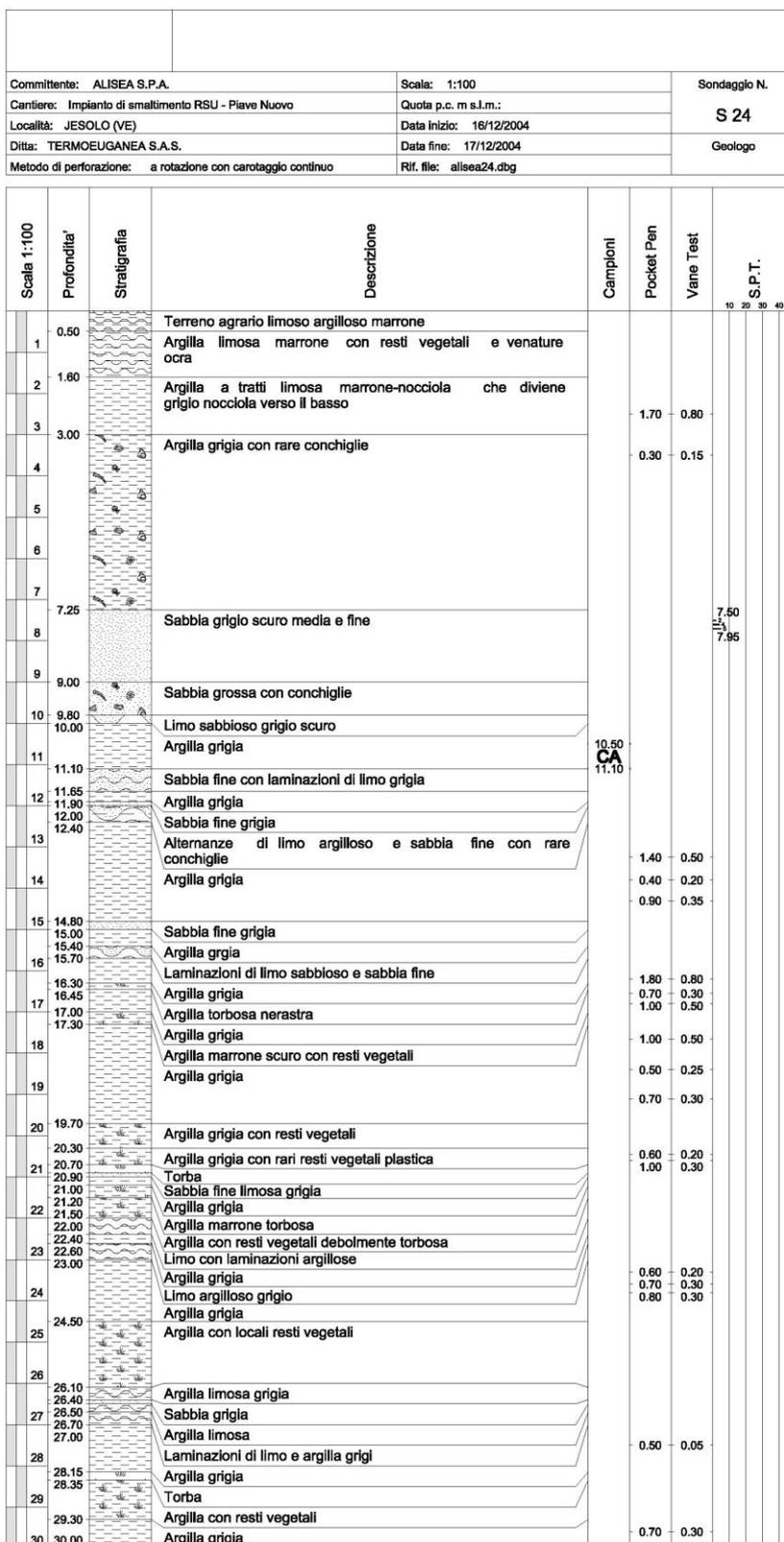


Figura 3.22 Sondaggio S24

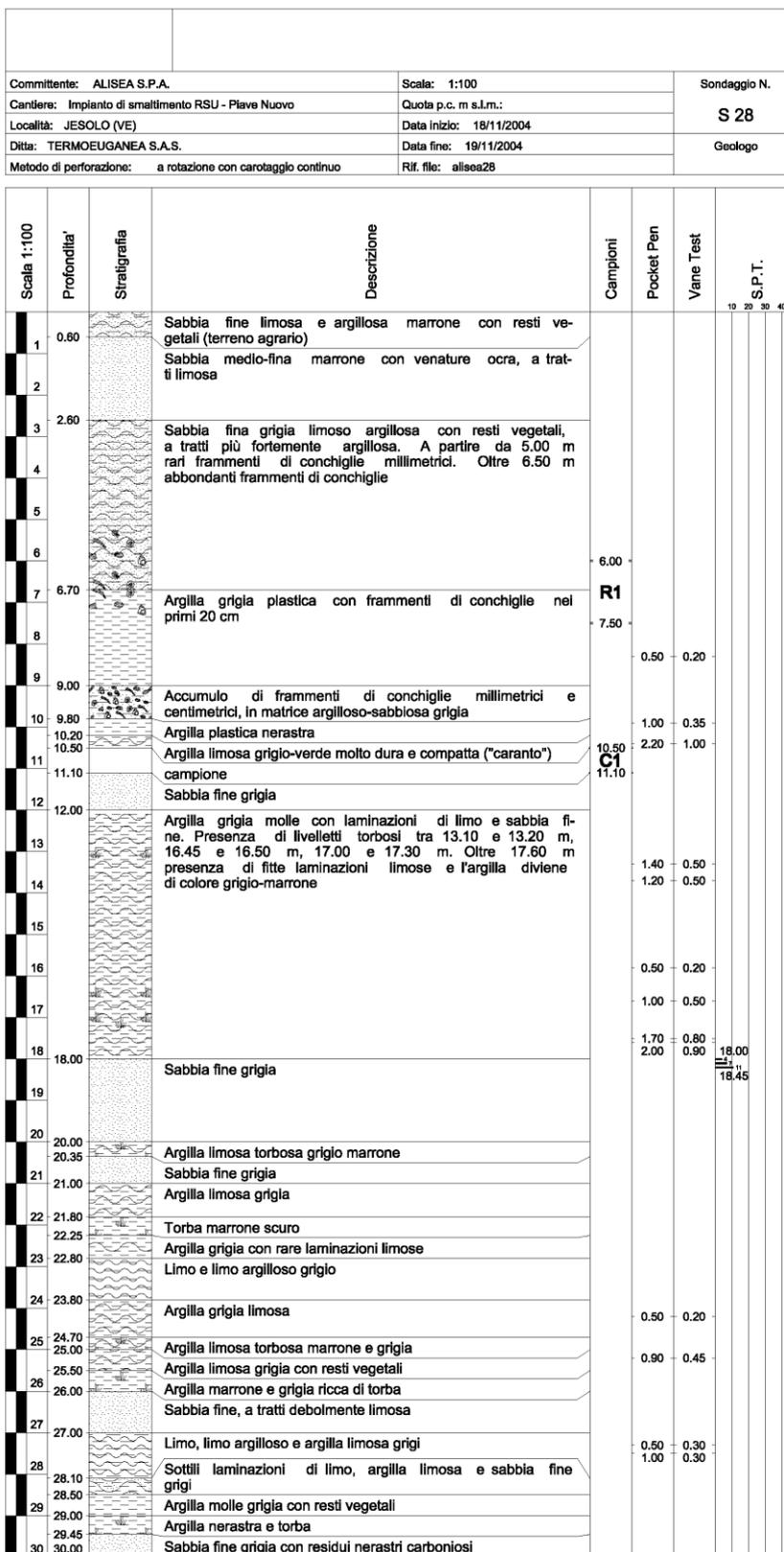


Figura 3.23 Sondaggio S28

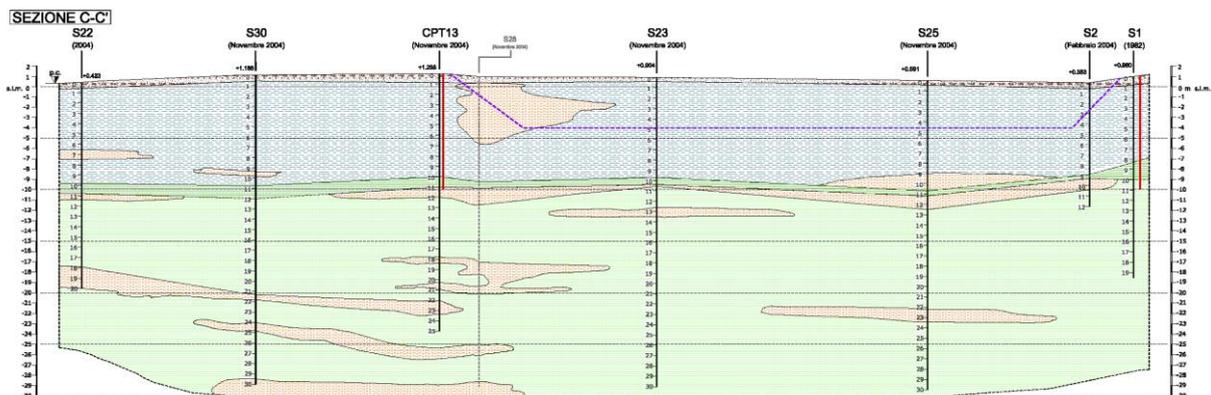


Figura 3.24 Sezione stratigrafica C-C'

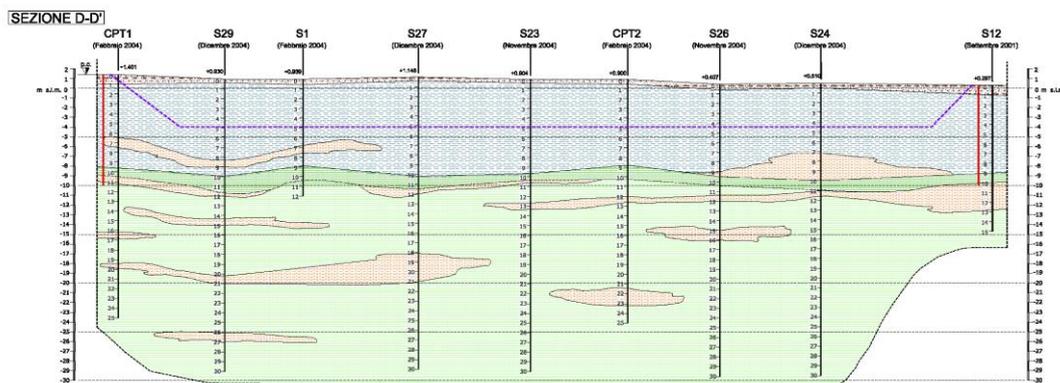


Figura 3.25 Sezione stratigrafica D-D'

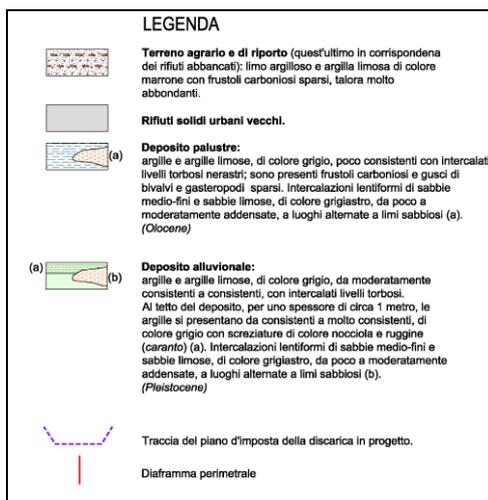


Figura 3.26 Legenda dei terreni presentati nelle stratigrafie

### 3.5 Indagini geognostiche (giugno 2005)

Si tratta di 4 sondaggi eseguiti con macchina Puntel Px310 secondo metodo di perforazione a carotaggio continuo  $\Phi 101\text{mm}$ .

Si considerano 2 sondaggi, S28bis e S28ter, in corrispondenza del sondaggio S28 eseguito nel dicembre 2004; nell'immagine si riporta la posizione planimetrica delle due prove. Tali sondaggi, spinti ad una profondità di 5m dal p.c., hanno lo scopo di accertare l'estensione della lente sabbiosa rilevata in prossimità del sondaggio S28; per tale motivo i due sondaggi di verifica sono posizionati a 2m di distanza dal sondaggio di riferimento.

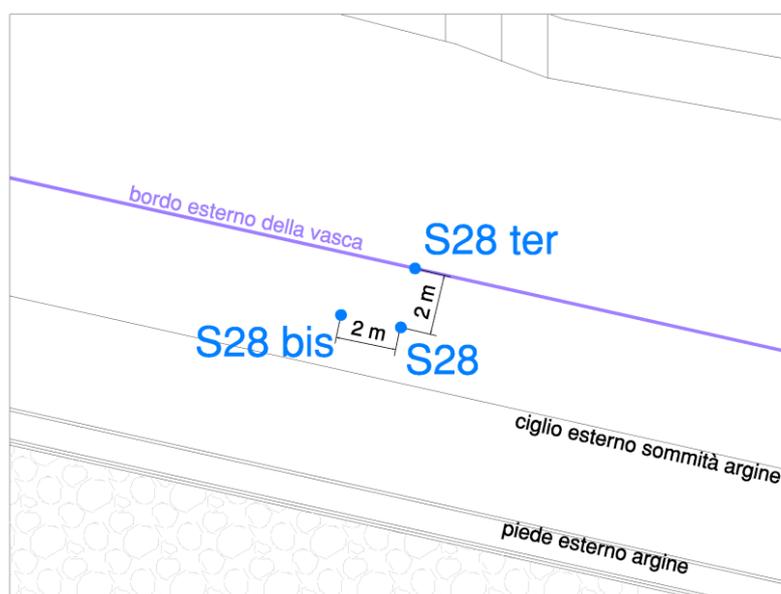


Figura 3.27 Ubicazione dei sondaggi S28bis e ter in corrispondenza di S28

Tutti e 3 i sondaggi dell'immagine sopra riportata sono stati georeferenziati sulle coordinate Gauss - Boaga fuso Ovest; si riportano per ciascuno di essi latitudine e longitudine.

Tabella 3.1 Coordinate Gauss Boaga fuso ovest per i sondaggi della serie S28

Sondaggi	COORDINATE GAUSS BOAGA FUSO OVEST	
	Latitudine	Longitudine
S28	5053054.02	1784591.66
S28bis	5053054.43	1784589.70
S28ter	5053055.97	1784592.12

Si considerano 2 sondaggi PZ1 e PZ2 eseguiti con lo scopo di valutare non solo gli orizzonti stratigrafici della zona, ma anche di studiare la qualità delle acque. Per questo motivo, all'interno dei fori sono stati installati due tubi piezometrici del diametro di 3 pollici; in particolare:

- in PZ1 il tubo ha una lunghezza di 9.5m, è microfessurato tra 7.5m e 9.5m da p.c., mentre è cieco al di sopra dei 7.5m di profondità;
- in PZ2 il tubo ha una lunghezza di 8.0m, è microfessurato tra 5.0m e 8.0m da p.c., mentre è cieco al di sopra dei 5.0m di profondità.

La parte sommitale dei piezometri è stata chiusa con il tappo in pvc e la testa del piezometro, posta sotto il p.c. è protetta da un pozzetto in ferro con chiusino, infisso nel cemento bentonitico per 30cm sotto il p.c.

### 3.5.1 Sondaggi geognostici

Nelle seguenti immagini si riportano le schede stratigrafiche delle prove eseguite. I sondaggi S28bis e ter non evidenziano la presenza di livelli sabbiosi entro 5m da piano campagna. Per questo motivo si può supporre una errata interpretazione della stratigrafia relativa al sondaggio S28; l'orizzonte incoerente individuato da S28 è comunque uno strato di sabbia fine limosa argillosa a tratti più fortemente argillosa.

**RCR** S.n.c. di G. Cibin & C.  
via E. Mattei, 11/N - Due Carrare (Pd)  
tel. - fax 049 9125994 e.mail rcrsnc1@libero.it

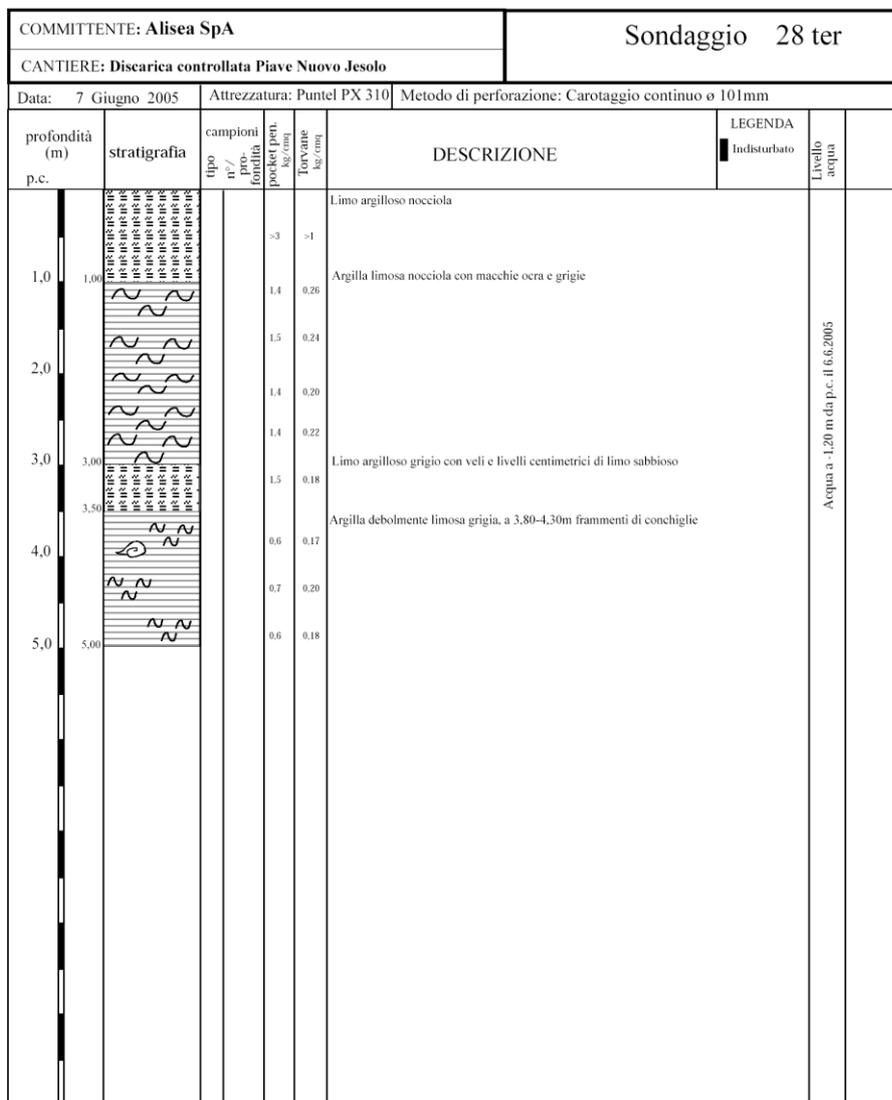
*Prove in sito e Indagini Geognostiche  
Ricerche d'acqua  
Laboratorio Geotecnico  
Controlli e Monitoraggi Strutturali*

COMMITTENTE: Alisea SpA		Sondaggio 28 bis	
CANTIERE: Discarica controllata Piave Nuovo Jesolo			
Data: 7 Giugno 2005		Attrezzatura: Puntel PX 310	
		Metodo di perforazione: Carotaggio continuo ø 101mm	
profondità (m)	stratigrafia	campioni tipo n°/prosp. forata	DESCRIZIONE
p.c.		prosp. per. Torvane kg/cm²	LEGENDA
			Indisturbato
			Livello acqua
1,0		-3	Limo argilloso nocciola
1,6		>1	Argilla limosa nocciola con macchie ocre e grigie
2,0		0,30	
2,8		1,4	Limo argilloso nocciola con macchie ocre e grigie, frequenti veli e livelli centimetrici di limo sabbioso grigio
3,0		1,0	
3,5		0,22	Limo debolmente argilloso debolmente sabbioso; rari frammenti di conchiglie
3,8		0,8	
4,0		0,24	Argilla debolmente limosa grigia rari resti vegetali
4,6		3,00	
5,0		A	
		3,50	
		0,6	
		0,16	
		0,5	
		0,18	
		0,5	
		0,18	

Figura 3.28 Sondaggio S28bis

**RCR** S.n.c. di G. Cibin & C.  
via E.Mattei, 11/N - Due Carrare (Pd)  
tel. - fax 049 9125994 e.mail rcrsnc1@libero.it

*Prove in sito e Indagini Geognostiche  
Ricerche d'acqua  
Laboratorio Geotecnico  
Controlli e Monitoraggi Strutturali*



**Figura 3.29 Sondaggio S28ter**

Per quanto concerne i risultati circa la qualità delle acque rinvenute mediante le prove PZ1 e PZ2, si rimanda alla “Relazione sulla qualità delle acque – Cod. Rif. Int. 1300/1” redatta nel Luglio 2005. Si riportano nel seguito le stratigrafie individuate per PZ1 e PZ2. Il livello di falda si colloca a 1.05m da p.c. in PZ1 e a 0.85m da p.c. in PZ2.

**RCCR** S.n.c. di G. Cibin & C.  
via E. Mattei, 11/N - Due Carrare (Pd)  
tel. - fax 049 9125994 e.mail rcrsnc1@libero.it

Prove in sito e Indagini Geognostiche  
Ricerche d'acqua  
Laboratorio Geotecnico  
Controlli e Monitoraggi Strutturali

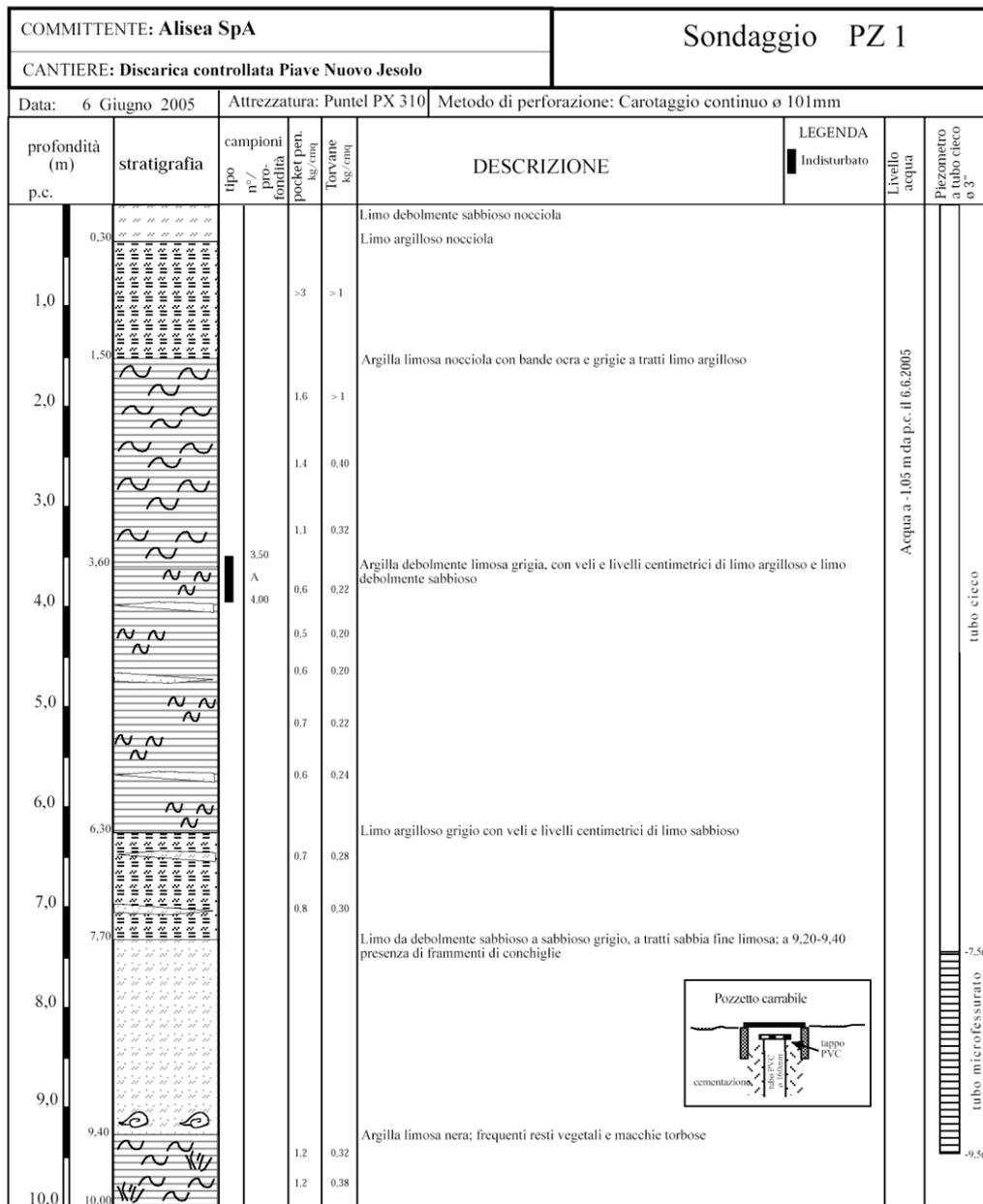


Figura 3.30 Sondaggio PZ1



### 3.6 Indagini geognostiche (agosto 2017)

Si tratta di una campagna di indagini atta ad investigare i parametri geotecnici del corpo rifiuti della discarica nel lotto sud ovest. Le attività di indagine comprendono:

- 6 prove penetrometriche statiche elettriche con piezocono (da CPTU1 a CPTU6) da eseguirsi all'interno del corpo rifiuti spinte alla profondità di 5.0m da p.c.;
- 6 prove di dissipazione della pressione interstiziale da eseguirsi nel corso delle prove penetrometriche, in corrispondenza del corpo rifiuti;
- rilievo plano-altimetrico dei punti di indagine e restituzione su base cartografica.

I risultati principali delle indagini sono reperibili nel doc. "Relazione descrittiva delle indagini in situ" redatto dal Dott. Ing. Davide Splendore nell' Agosto 2017 e nei relativi allegati

Nella seguente immagine satellitare si riporta l'ubicazione dei punti delle prove.



Figura 3.32 Ubicazioni delle prove effettuate nell'agosto 2017

Le prove penetrometriche sono state eseguite mediante penetrometro statico semovente Pagani TG63-200 con dispositivo di spinta da 200kN; sotto la spinta di pistoni idraulici una batteria d'aste infisse nel terreno la punta standardizzata dello strumento ad una velocità costante pari a 2cm/s. In questo modo

si misura con relativa continuità lo sforzo di punta  $Q_c$  e l'adesione laterale  $f_s$  e la pressione  $u$  dell'acqua nei pori del terreno in funzione della profondità. Le prove di dissipazione sono state effettuate lungo tutta la verticale, con particolare attenzione in corrispondenza del corpo rifiuti.

Per ciascun punto prova sono state determinate le coordinate piane Gauss Boaga Fuso Est e le quote altimetriche in metri rispetto al caposaldo a quota zero presente nell'area di discarica in corrispondenza della pesa. L'assenza di ostacoli all'interno della discarica, ha consentito un'ottima copertura satellitare e quindi una determinazione molto precisa delle coordinate dei punti da studiare. Nella tabella seguente si riportano le coordinate piano – altimetriche delle prove CPTU.

NOME	DESCRIZIONE	WGS84 NORD (N.C.)	WGS84 EST (N.C.)	GB/ROMA40 F.E. N	GB/ROMA40 F.E. E	QUOTA s.l.m. (m)
CPTU1	Penetrometria	45°34'20.25863"N	12°38'49.03210"E	5049243.696	2336405.279	0.536
CPTU2	Penetrometria	45°34'21.33764"N	12°38'53.34511"E	5049274.254	2336499.737	0.282
CPTU3	Penetrometria	45°34'19.05732"N	12°38'50.80149"E	5049205.497	2336442.541	0.686
CPTU4	Penetrometria	45°34'15.06770"N	12°38'53.53582"E	5049080.635	2336498.197	0.479
CPTU5	Penetrometria	45°34'14.31689"N	12°38'50.94138"E	5049059.113	2336441.282	0.216
CPTU6	Penetrometria	45°34'19.90574"N	12°38'54.77758"E	5049229.153	2336529.489	-0.842

Figura 3.33 Coordinate piano – altimetriche delle prove

### 3.6.1 Prove penetrometriche statiche CPTU

Nella tabella seguente si riportano le profondità raggiunte da ciascuna prova CPTU.

Tabella 3.2 Profondità raggiunte per ciascuna CPTU

	CPTU 1	CPTU 2	CPTU 3	CPTU 4	CPTU 5	CPTU 6
<b>da p.c. [m]</b>	-5.90	-4.90	-5.93	-5.93	-4.90	-5.90

Nel seguito si riportano, per ciascuna prova CPTU gli orizzonti stratigrafici ed i principali risultati. Per una migliore comprensione si rimanda al documento di riferimento.

Nelle tabelle seguenti si riporta per ciascuna prova CPTU gli orizzonti stratigrafici rilevati.

Tabella 3.3 CPTU1 da quota +0.536m s.l.m.

da [m]	a [m]	unità stratigrafica
p.c.	-0.30	Terreno di riporto limoso sabbioso piuttosto addensato
-0.30	-1.55	Terreno di riporto argilloso consistente
-1.55	-1.80	Terreno di riporto argilloso
<b>-1.80</b>	<b>-5.60</b>	<b>Rifiuto</b>
-5.60	-5.90	Argilla soffice

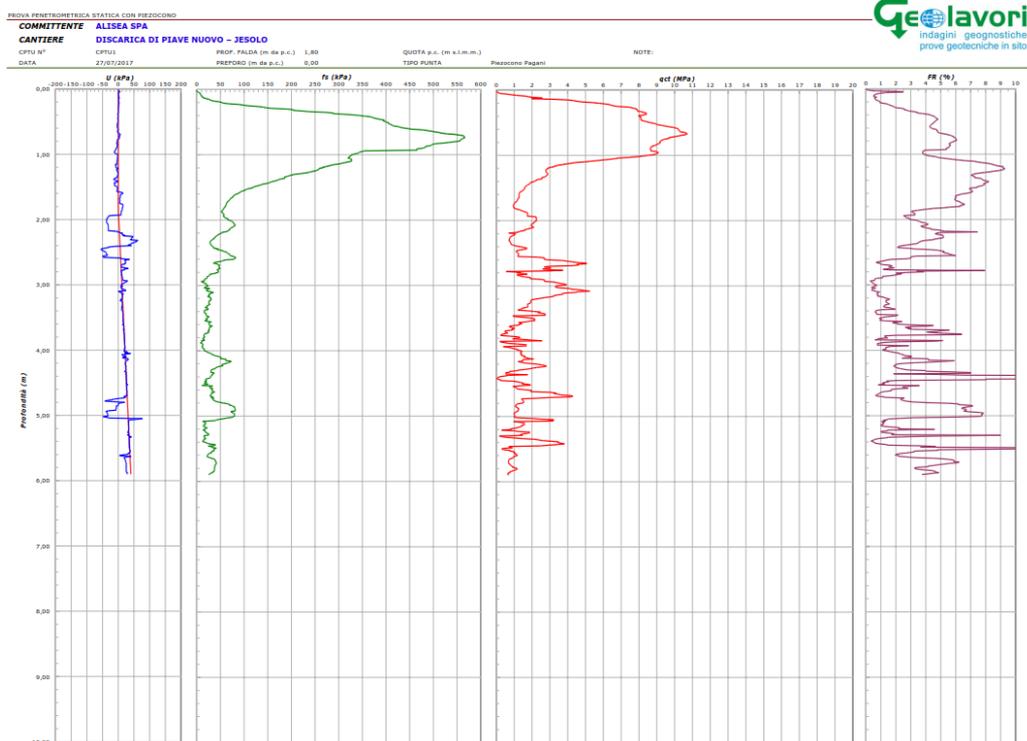


Figura 3.34 Prova penetrometrica CPTU1

Tabella 3.4 CPTU2 da quota +0.282m s.l.m.

da [m]	a [m]	unità stratigrafica
p.c.	-0.40	Terreno di riporto limoso sabbioso piuttosto addensato
-0.40	-1.30	Terreno di riporto argilloso consistente
-1.30	-2.10	Terreno di riporto argilloso
<b>-2.10</b>	<b>-2.60</b>	<b>Rifiuto</b>
-2.60	-3.30	Terreno di riporto argilloso
<b>-3.30</b>	<b>-3.60</b>	<b>Rifiuto</b>
-3.60	-4.90	Argilla soffice



Figura 3.35 Prova penetrometrica CPTU2

Tabella 3.5 CPTU3 da quota +0.686m s.l.m.

da [m]	a [m]	unità stratigrafica
p.c.	-0.35	Terreno di riporto limoso sabbioso piuttosto addensato
-0.35	-1.10	Terreno di riporto argilloso consistente
-1.10	-2.85	Terreno di riporto argilloso talora limoso
<b>-2.85</b>	<b>-4.40</b>	<b>Rifiuto</b>
-4.40	-5.93	Argilla soffice

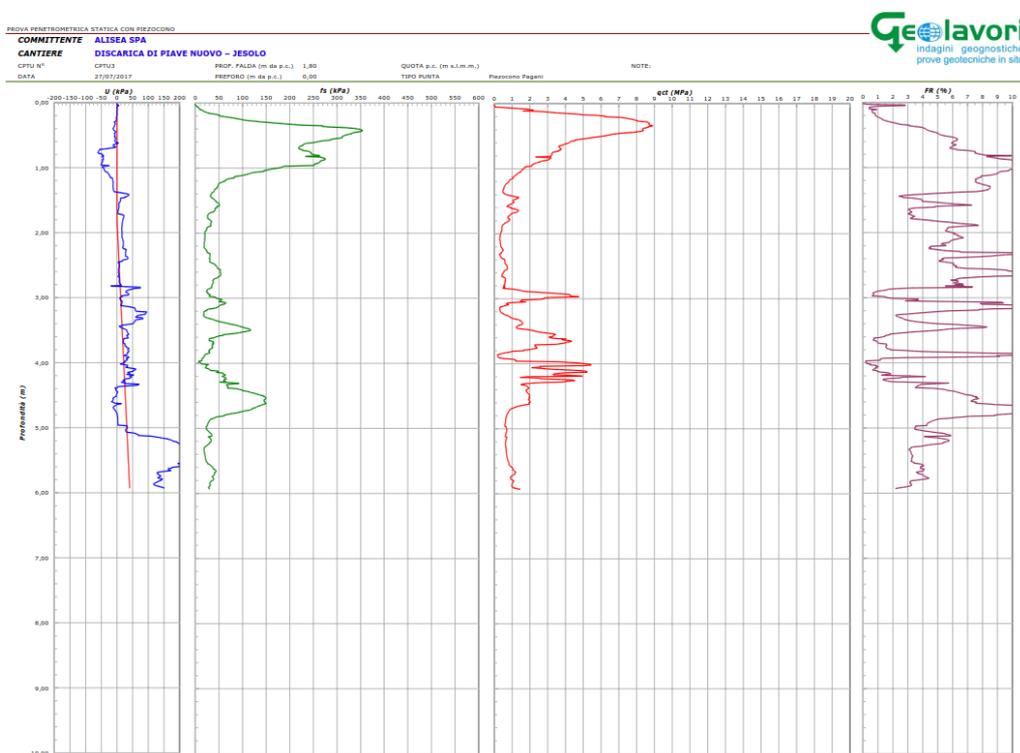


Figura 3.36 Prova penetrometrica CPTU3

Tabella 3.6 CPTU4 da quota +0.479m s.l.m.

da [m]	a [m]	unità stratigrafica
p.c.	-0.30	Terreno di riporto limoso sabbioso piuttosto addensato
-0.30	-1.15	Terreno di riporto argilloso consistente
-1.15	-3.10	Terreno di riporto argilloso talora limoso
<b>-3.10</b>	<b>-5.85</b>	<b>Rifiuto</b>
-5.85	-5.93	Argilla soffice o rifiuto

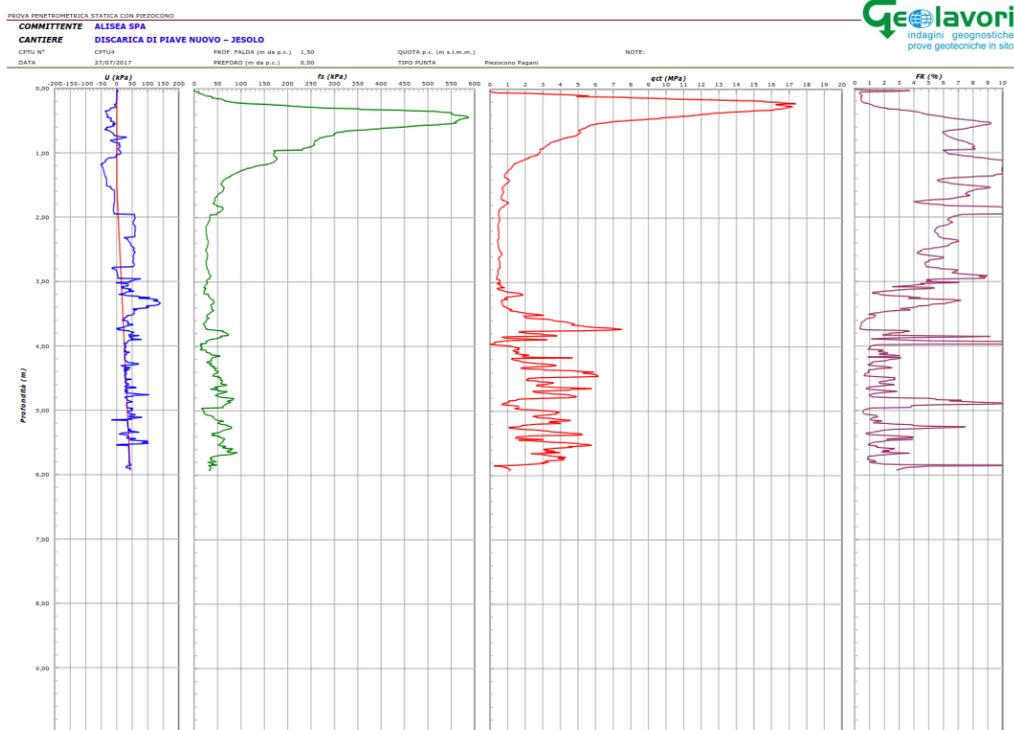


Figura 3.37 Prova penetrometrica CPTU4

Tabella 3.7 CPTU5 da quota +0.216m s.l.m.

da [m]	a [m]	unità stratigrafica
p.c.	-0.35	Terreno di riporto limoso sabbioso piuttosto addensato
-0.35	-1.20	Terreno di riporto argilloso consistente
-1.20	-2.55	Terreno di riporto argilloso
<b>-2.55</b>	<b>-3.95</b>	<b>Rifiuto</b>
-3.95	-4.90	Argilla soffice



Figura 3.38 Prova penetrometrica CPTU5

Tabella 3.8 CPTU6 da quota -0.842m s.l.m.

da [m]	a [m]	unità stratigrafica
p.c.	-0.20	Terreno di riporto limoso sabbioso piuttosto addensato
-0.20	-0.65	Terreno di riporto argilloso consistente
-0.65	-5.90	Argilla soffice

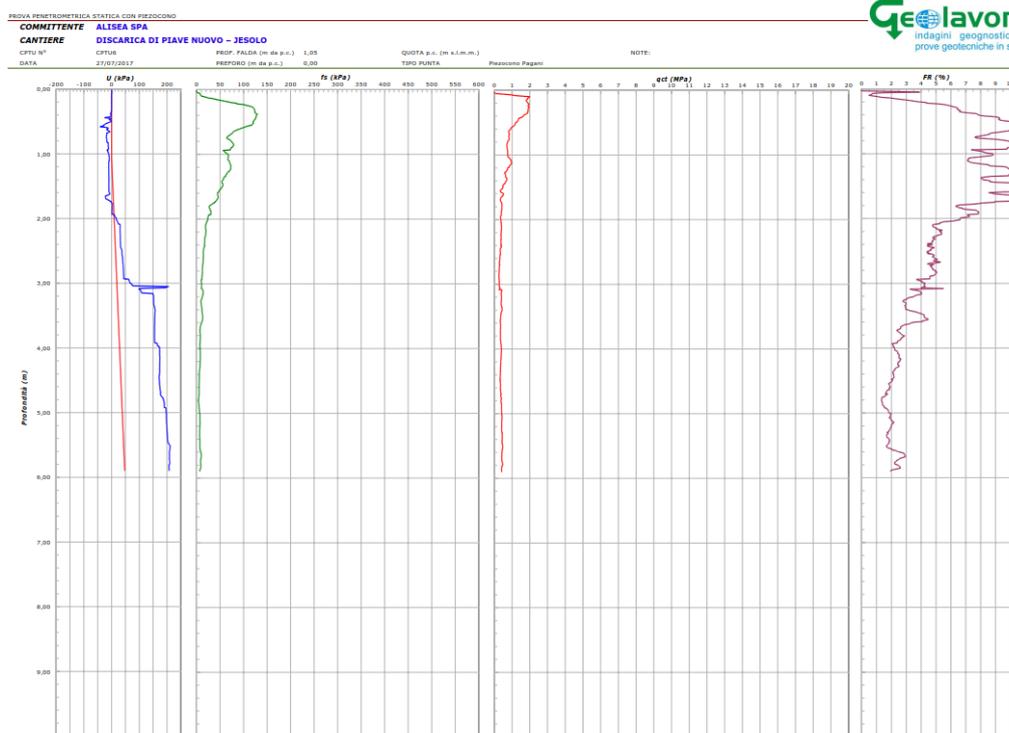


Figura 3.39 Prova penetrometrica CPTU6

### 3.6.2 Prove di dissipazione

Le prove di dissipazione sono state effettuate alle seguenti profondità.

Tabella 3.9 Profondità delle prove di dissipazione

	CPTU 1 (D1)	CPTU 2 (D1)	CPTU 3 (D1)	CPTU 4 (D1)	CPTU 5 (D1 / D2)	CPTU 6 (D1)
da p.c. [m]	-5.20	-3.22	-5.12	-5.84	-0.90 / -4.20	-3.07

Le prove di dissipazione eseguite in corrispondenza del rifiuto evidenziano una permeabilità dei terreni dell'ordine di  $10^{-6}$  m/s, mentre in corrispondenza delle argille plastiche, presenti sul letto dei rifiuti, hanno permeabilità molto basse, dell'ordine di  $10^{-9}$  m/s.

### 3.7 Modello geotecnico di riferimento

Sulla base delle campagne di indagini condotte nell'area oggetto di studio è stato possibile definire una stratigrafia media da adottare nei principali modelli di calcolo presenti in questo lavoro. Tale stratigrafia coincide in tutto e per tutto a quella presente nel documento "Elaborato B – Relazione Geologico-Geotecnica" e qui sotto illustrata.

Tabella 3.10 Parametri geotecnici degli strati di terreno

Prof s.l.m. [m]	Stratigrafia	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{sat}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\Phi'$ [°]	$c'$ [kPa]	$c_u$ [kPa]	$E_{ed}$ [MPa]	$E_s$ [MPa]
p.c. ÷ -2.8	Argilla più o meno limosa con sottili livelli sabbiosi	18.83	18.83	24.4	16.7	19.0	2.0	-
-2.8 ÷ -3.8	Argilla riportata	18.82	19.70	24.0	18.0	45.0	4.8	-
-3.8 ÷ -5.5	Argilla più o meno limosa con sottili livelli sabbiosi	18.83	18.83	24.4	16.7	19.0	2.0	-
-5.5 ÷ -7.5	Sabbia fine con percentuale variabile di limo	18.55	18.55	33.5	8.0	-	-	12.7
-7.5 ÷ -9.0	Argilla più o meno limosa con sottili livelli sabbiosi	18.83	18.83	24.4	16.7	19.0	2.0	-
-9.0 ÷ -10.0	Argilla da consistente a molto consistente	20.21	20.21	-	-	80.0	5.0	-
-10.0 ÷ -11.7	Sabbia fine con percentuale variabile di limo	18.55	18.55	33.5	8.0	-	-	12.7
-11.7 ÷ -20.0	Argilla e limi argillosi talora con livelli torbosi	19.77	19.77	23.7	12.0	60.0	3.1	-

Al fine di considerare, nel Lotto Sud Ovest, la presenza di un primo strato di riporto ed un successivo formato da rifiuti (3m circa), evidenziati dai sondaggi eseguiti nell'agosto 2017, si è reso necessario modificare i parametri geotecnici dei primi 2 strati di terreno. Nella tabella seguente si riportano le caratteristiche meccaniche degli strati di riporto, dei rifiuti vecchi posti al di sotto del piano campagna e di quelli nuovi per il completamento della discarica. Da quota -5.0m s.l.m. riprende la stratigrafia definita nella tabella precedente.

Tabella 3.11 Parametri geotecnici degli strati di riporto e dei rifiuti

Prof s.l.m. [m]	Stratigrafia	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{sat}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\Phi'$ [°]	$c'$ [kPa]	$c_u$ [kPa]	$E_{ed}$ [MPa]	$E_s$ [MPa]
p.c. ÷ -2.0	Strato di riporto	19.00	19.00	30.0	1.0	-	-	8.7
-2.0 ÷ -5.0	Rifiuti vecchi sotto p.c.	10.00	10.00	22.0	3	-	-	1.0
-5.0 ÷ -5.5	Argilla più o meno limosa con sottili livelli sabbiosi	18.83	18.83	24.4	16.7	19.0	2.0	-
-	Rifiuti nuovi da coltivare	8.00	8.00	30.0	10	-	-	0.5

## 4 GEOMETRIA DEL PROBLEMA

Nelle immagini seguenti si riportano le sezioni degli argini Nord, Sud e dell'Argine di contenimento studiate nel presente lavoro. Gli argini Nord e Sud, carrabili in sommità dai mezzi di lavoro, raggiungono quota +6.00m s.l.m. e differiscono solamente per la pendenza della scarpata lato di valle, ovvero quella non interessata dalla coltivazione dei rifiuti: per l'argine Sud la scarpata è di 1.75:1, mentre per l'argine Nord, dovendo garantire una pista di transito per le macchine operatrici, si prevede una scarpata più dolce, ovvero di 10:1. L'Argine di contenimento, invece, raggiunge quota +5.00m s.l.m., ha scarpate con pendenza di 1.75:1 e non è transitabile da mezzi di lavoro e veicoli.

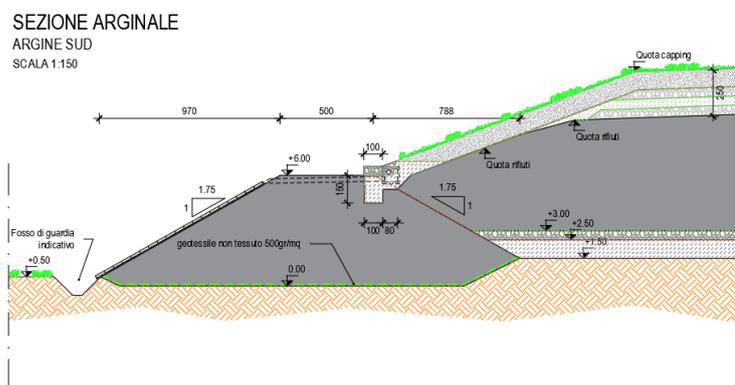


Figura 4.1 Sezione arginale Sud

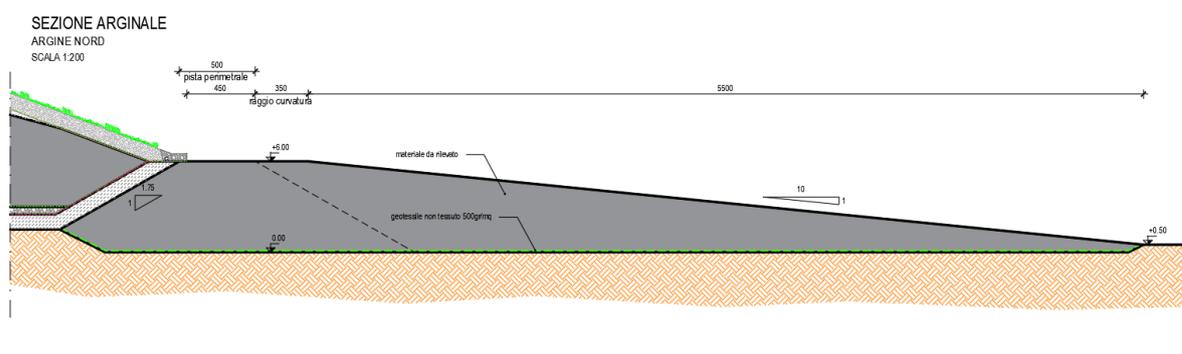
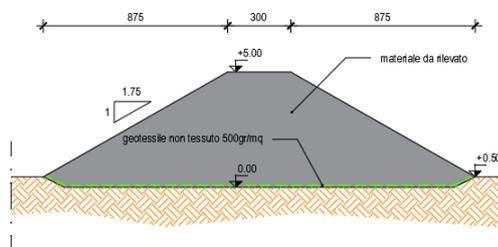


Figura 4.2 Sezione arginale Nord

**SEZIONE TRASVERSALE**  
**ARGINELLO INTERNO**  
 SCALA 1:150

**Figura 4.3 Sezione Argine di contenimento**

Si fa notare che alla base e alla sommità del corpo discarica si inseriscono rispettivamente un pacchetto di fondo, spesso 1.5m, ed uno di copertura, spesso 2.5m. Per la successione degli strati drenanti ed impermeabili che formano gli strati di fondo e di copertura si rimanda ai dettagli delle tavole di progetto.

Nella tabella seguente si riportano i parametri geomeccanici caratteristici dei seguenti materiali “artificiali” che completano il sistema da analizzare: materasso impermeabile, materasso drenante, corpo arginale, strato di copertura.

**Tabella 4.1 Parametri geomeccanici dei materiali “artificiali” che completano il sistema**

<b>Materiale</b>	<b><math>\gamma</math> [kN/m<sup>3</sup>]</b>	<b>E [MPa]</b>	<b>c' [kPa]</b>	<b><math>\Phi</math> [°]</b>
Argine	19.0	20.0	7.0	35
Materasso drenante	19.0	8.0	0.1	32
Materasso argilloso	19.0	3.0	10.0	24
Copertura discarica	19.0	5.0	5.0	32

## 5 MODELLAZIONE CON SLIDE

Il software di calcolo Slide ha consentito di ricavare i coefficienti di sicurezza per la stabilità globale del sistema nelle condizioni sismica e statica.

### 5.1 Codice di calcolo impiegato

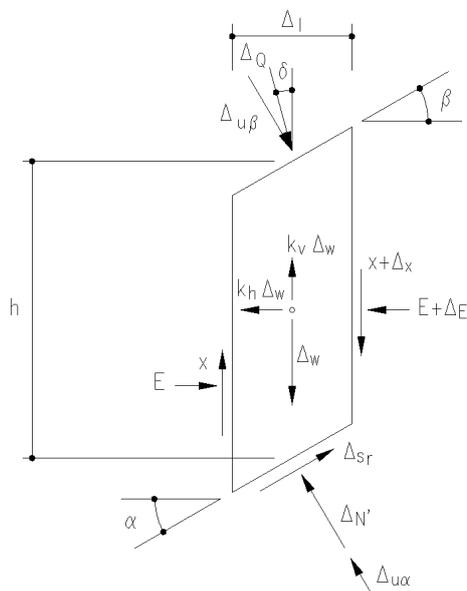
Per lo studio di stabilità globale, la valutazione dei fattori di sicurezza è stata condotta mediante un programma di calcolo, denominato "SLIDE", redatto a cura di Rocscience Inc., Indiana, 1986. Il programma rappresenta un pre e post processore del codice STABL (R.A. Siegel, 1975) e STABL4 (C.W. Lovell, S.S. Sharma, J.R. Carpenter, 1984) sviluppati nella School of Civil Engineering, Purdue Univ., West Lafayette, Indiana, 1986, ed è largamente utilizzato sia nella ricerca che in campo progettuale.

In particolare viene utilizzato il metodo dei conci per la ricerca del coefficiente di sicurezza alla stabilità globale  $F$ . Tale coefficiente è un indice della stabilità del pendio in oggetto ed è definito come il rapporto tra la somma delle forze (o dei momenti) risultanti che tendono a opporsi al movimento della massa, e la somma delle forze risultanti destabilizzanti che tendono a provocarlo, cioè:

$$F = \text{Forze Agenti} / \text{Forze resistenti} \quad (1)$$

Le forze agenti sono le componenti tangenziali del peso proprio della massa e degli eventuali sovraccarichi superficiali agenti sulla superficie di scivolamento, mentre le forze resistenti sono le resistenze al taglio mobilitate nei vari punti di detta superficie che dipendono dagli sforzi normali applicati e dalla resistenza al taglio locale del suolo, espressa in termini del criterio di rottura Mohr-Coulomb.

Per procedere con il calcolo di  $F$  la massa potenzialmente instabile viene suddivisa in conci. Su ogni concio vengono valutate singolarmente le forze agenti e resistenti. L'insieme delle forze agenti sul concio singolo è presentato nella figura seguente.



dove:

- $h$  = altezza media del conco
- $\Delta_l$  = larghezza del conco
- $\alpha ; \beta$  = inclinazione delle superfici inferiore e superiore rispetto all'orizzontale
- $\Delta_Q$  = risultante dei carichi distribuiti sulla superficie, inclinati di un angolo qualsiasi  $\delta$  rispetto alla verticale
- $\Delta_{u\alpha}; \Delta_{u\beta}$  = risultante della pressione neutra sulle facce inferiore e superiore
- $\Delta_w$  = peso totale del conco
- $x$  = azione di taglio verticale tra i conchi
- $\Delta_x$  = incremento dell'azione tagliante verticale
- $E$  = forza orizzontale agente sulla superficie verticale del conco
- $\Delta_E$  = incremento della forza orizzontale
- $k_h + k_v$  = coefficienti moltiplicatori del peso  $\Delta_w$  per tener conto di eventuali sollecitazioni sismiche orizzontali e verticali
- $s_r$  = risultante delle azioni tangenziali agenti alla base del conco
- $N'$  = sforzo normale agente alla base

**Figura 5.1 – Forze agenti sul singolo conco**

Le forze sono  $W$ =Peso del concio,  $S$ =Forza di taglio mobilitata sulla base del concio,  $P$ =Forza peso normale alla base del concio,  $U$ =Forza esercitata dal carico idraulico agente sulla base,  $T$ =Forza verticale laterale al concio,  $E$ =Forza orizzontale laterale al concio.

Le forze  $T$  ed  $E$  di interazione tra i conci adiacenti rimangono solitamente incognite. Nelle procedure di calcolo più rigorose esse non vengono trascurate, tuttavia vengono fatte alcune assunzioni per permettere ugualmente la risoluzione della (1). Le varie procedure di calcolo nell'ambito del metodo dell'equilibrio limite si diversificano proprio per il tipo di assunti per eliminare alcune incognite nella equazione che permette il calcolo di  $F$ . Tale equazione deve essere risolta sempre in modo iterativo, essendo espressa in forma implicita con l'incognita ( $F$ ) in entrambi i membri, assumendo un valore di tentativo iniziale per  $F$  nel membro di destra e ripetendo i calcoli fino a convergenza quando la differenza tra i due  $F$  diventa minore di un certo valore assunto.

Quando tutti i parametri di interesse sono noti si passa al calcolo di  $F$ . L'algoritmo di calcolo può implementare uno dei diversi metodi esistenti nell'ambito dei modelli dell'equilibrio limite. I procedimenti di calcolo avvengono in modo iterativo, come già visto in precedenza, facendo uso di espressioni del tipo della (1). I vari metodi, BISHOP (1955), MORGENSTERN & PRICE (1965), SPENCER (1967), JANBU (1954), JANBU (1973) sono tutti riconducibili al "General equilibrium method" di FREDLUND et al. (1981), abbreviato con GLE. Questi metodi si diversificano in base alle assunzioni e semplificazioni fatte per ridurre il numero delle incognite nel problema, tuttavia come mostrato in numerosi studi comparativi DUNCAN & WRIGHT (1980), FREDLUND et al. (1981), la differenza percentuale tra i valori di  $F$  calcolati generalmente non supera il 10%, il che è perfettamente compatibile con il grado di incertezza insito in tale tipo di analisi.

Valori di  $F$  minori od uguali ad 1 sono indicativi di condizioni di instabilità, mentre per valori maggiori di 1 le condizioni sono a favore della stabilità. Questo è il concetto di base di tutti i modelli per la verifica di stabilità che si rifanno al concetto dell'equilibrio limite.

$F$  deve essere valutato entro un preciso riferimento spaziale. E' perciò necessario considerare una potenziale superficie di scorrimento nella massa del pendio e valutare tutte le forze agenti e resistenti su detta superficie. In pratica, essendo infinite le superfici di scivolamento possibili,  $F$  viene valutato per ognuna delle superfici di un campione rappresentativo, generate con un certo criterio.

In tal modo il fattore di sicurezza  $F$  del pendio sarà quello che compete alla superficie di scorrimento con  $F$  più basso. Tale superficie è detta anche superficie critica. Una superficie di scivolamento assunta divide in due parti distinte il pendio. Superiormente abbiamo una massa potenzialmente instabile supposta rigida e inferiormente una massa rigida stabile.

Nel codice di calcolo Slide, in accordo con la combinazione A2+M2+R2, si de-magnificano le caratteristiche di resistenza dei terreni secondo i coefficienti M2 e si amplificano i carichi secondo i coefficienti A2. In questo modo si conduce la verifica di stabilità globale, nel rispetto del coefficiente minimo di sicurezza richiesto pari a  $\gamma_{R2} = 1.1$ . In questo lavoro i coefficienti di sicurezza si determinano nella fase finale di costruzione arginale e con i seguenti metodi di calcolo:

- Bishop semplificato;
- Morgenstern e Price;
- Janbu semplificato;
- Spencer.

## 5.2 Unità stratigrafiche

Tutti i terreni sono stati simulati con modello costitutivo del tipo Mohr-Coulomb di tipo drenato con parametri  $c'$  e  $\Phi'$  ad eccezione dello strato di argilla da consistente a molto consistente che è stato simulato con il parametro di resistenza al taglio non drenata  $c_u$ .

La verifica di stabilità globale è stata effettuata secondo l'Approccio A2+M2+R2, quindi i parametri meccanici dei terreni riportati nel capitolo geotecnico, sono stati opportunamente ridotti con i coefficienti della categoria M2 (Tabella 6.2.11 delle NTC 2008).

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE $\gamma_M$	(M1)	(M2)
<i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i>	$\tan \phi'_k$	$\gamma_\phi$	1,0	1,25
<i>Coesione efficace</i>	$c'_k$	$\gamma_c$	1,0	1,25
<i>Resistenza non drenata</i>	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
<i>Peso dell'unità di volume</i>	$\gamma$	$\gamma_f$	1,0	1,0

Figura 5.2 Coefficienti parziali per i parametri geotecnici dei terreni

Nelle tabelle seguenti si riportano i parametri geomeccanici di progetto inseriti nel codice di calcolo.

**Tabella 5.1 Parametri geomeccanici di progetto dei materiali inseriti in Slide**

<b>Materiale</b>	<b><math>\gamma_d</math> [kN/m<sup>3</sup>]</b>	<b><math>c'_d</math> [kPa]</b>	<b><math>cu_d</math> [kPa]</b>	<b><math>\Phi_d</math> [°]</b>
Strato di riporto	19.0	0.8	-	24.8
Rifiuti nuovi	8.0	8.0	-	24.8
Rifiuti vecchi	10.0	2.4	-	18.0
Argilla più o meno limosa	18.8	13.4	-	19.9
Sabbia fine	18.6	6.4	-	27.9
Argilla consistente	20.2	-	57.1	-
Argilla e limi argillosi	19.8	9.6	-	19.4
Argine	19.0	5.6	-	29.3
Materasso drenante	19.0	0.1	-	26.6
Materasso argilloso	19.0	8.0	-	19.6
Capping finale	19.0	4	-	26.6

SUP  RIFIUTI  A1  S1  A2  A3  AF

Name: SUP Colour: Yellow Hatch: Black

Unit Weight: 19 kN/m<sup>3</sup> Saturated U.W.: 20 kN/m<sup>3</sup>

Strength Type: Mohr-Coulomb  $\tau = c' + \sigma'_v \tan \phi'$

Strength Parameters: Cohesion: 0.8 kN/m<sup>2</sup> Phi: 24.8 degrees

Figura 5.3 Strato di riporto

RIFIUTI VECCHI  Material 12  Material 13

Name: RIFIUTI VECCHI Colour: Red Hatch: Black

Unit Weight: 10 kN/m<sup>3</sup> Saturated U.W.: 20 kN/m<sup>3</sup>

Strength Type: Mohr-Coulomb  $\tau = c' + \sigma'_v \tan \phi'$

Strength Parameters: Cohesion: 2.4 kN/m<sup>2</sup> Phi: 18 degrees

Figura 5.4 Rifiuti vecchi

RIFIUTI  A1  S1  A2  A3  ARGINE

Name: RIFIUTI Colour: Green Hatch: Black

Unit Weight: 8 kN/m<sup>3</sup> Saturated U.W.: 20 kN/m<sup>3</sup>

Strength Type: Mohr-Coulomb  $\tau = c' + \sigma'_v \tan \phi'$

Strength Parameters: Cohesion: 8 kN/m<sup>2</sup> Phi: 24.8 degrees

Figura 5.5 Rifiuti nuovi

A1  S1  A2  A3  ARGINE  DRENANTE

Name: A1 Colour: Orange Hatch: Black

Unit Weight: 18.8 kN/m<sup>3</sup> Saturated U.W.: 20 kN/m<sup>3</sup>

Strength Type: Mohr-Coulomb  $\tau = c' + \sigma'_v \tan \phi'$

Strength Parameters: Cohesion: 13.4 kN/m<sup>2</sup> Phi: 19.9 degrees

Figura 5.6 Argilla più o meno limosa

S1  A2  A3  ARGINE  DRENANTE  COP.

Name: S1 Colour: Yellow Hatch: Black

Unit Weight: 18.6 kN/m<sup>3</sup> Saturated U.W.: 20 kN/m<sup>3</sup>

Strength Type: Mohr-Coulomb  $\tau = c' + \sigma'_v \tan \phi'$

Strength Parameters: Cohesion: 6.4 kN/m<sup>2</sup> Phi: 27.9 degrees

Figura 5.7 Sabbia fine

A2  A3  ARGINE  DRENANTE  COPERTURA

Name: A2 Colour: Red Hatch: Black

Unit Weight: 20.2 kN/m<sup>3</sup> Saturated U.W.: 20 kN/m<sup>3</sup>

Strength Type: Undrained (Phi=0)  $\tau = c$

Strength Parameters: Cohesion Type: Constant Cohesion: 57.1 kN/m<sup>2</sup>

Figura 5.8 Argilla consistente

A3  ARGINE  DRENANTE  COPERTURA  AF

Name: A3 Colour: Green Hatch: Black

Unit Weight: 19.8 kN/m<sup>3</sup> Saturated U.W.: 20 kN/m<sup>3</sup>

Strength Type: Mohr-Coulomb  $\tau = c' + \sigma'_v \tan \phi'$

Strength Parameters: Cohesion: 9.6 kN/m<sup>2</sup> Phi: 19.4 degrees

Figura 5.9 Argilla e limi argillosi

ARGINE  DRENANTE  COPERTURA  ARGILLA

Name: ARGINE Colour: Pink Hatch: Black

Unit Weight: 19 kN/m<sup>3</sup> Saturated U.W.: 20 kN/m<sup>3</sup>

Strength Type: Mohr-Coulomb  $\tau = c' + \sigma'_v \tan \phi'$

Strength Parameters: Cohesion: 5.6 kN/m<sup>2</sup> Phi: 29.3 degrees

Figura 5.10 Argine

DRENANTE  COPERTURA  ARGILLA  Material 11

Name: DRENANTE Colour: Cyan Hatch: Black

Unit Weight: 19 kN/m<sup>3</sup> Saturated U.W.: 20 kN/m<sup>3</sup>

Strength Type: Mohr-Coulomb  $\tau = c' + \sigma'_v \tan \phi'$

Strength Parameters: Cohesion: 0.1 kN/m<sup>2</sup> Phi: 26.6 degrees

Figura 5.11 Materasso drenante

COPERTURA  ARGILLA  Material 11  Material 12

Name: COPERTURA Colour: Purple Hatch: Black

Unit Weight: 19 kN/m<sup>3</sup> Saturated U.W.: 20 kN/m<sup>3</sup>

Strength Type: Mohr-Coulomb  $\tau = c' + \sigma'_v \tan \phi'$

Strength Parameters: Cohesion: 4 kN/m<sup>2</sup> Phi: 26.6 degrees

Figura 5.12 Capping finale

ARGILLA  Material 11  Material 12  Material 13

Name: ARGILLA Colour: Yellow Hatch: Black

Unit Weight: 19 kN/m<sup>3</sup> Saturated U.W.: 20 kN/m<sup>3</sup>

Strength Type: Mohr-Coulomb  $\tau = c' + \sigma'_v \tan \phi'$

Strength Parameters: Cohesion: 8 kN/m<sup>2</sup> Phi: 19.6 degrees

Figura 5.13 Materasso argilloso

## 5.3 Carichi applicati

### 5.3.1 Azione veicoli

Vista la transitabilità degli argini Nord e Sud da parte dei mezzi di lavoro, si inserisce un carico  $q$  uniformemente distribuito pari a 20kPa. In accordo con l'Approccio A2+M2+R2 si applica l'opportuno coefficiente di sicurezza relativo ad un carico variabile sfavorevole (Tabella 6.2.I delle NTC 2008), ottenendo una pressione pari a 26kPa ( $q \cdot \gamma_{A2}$ ).

Nelle analisi sismiche il coefficiente di sicurezza da impiegare sulle azioni è pari all'unità.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

Figura 5.14 Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

L'Argine di contenimento invece, a differenza degli argini Nord e Sud, non è carrabile dai mezzi di lavoro, quindi non sarà soggetto a particolari carichi dei veicoli.

### 5.3.2 Azione sismica

Visto il carattere dell'opera oggetto di verifica, nel codice di calcolo Slide è necessario inserire anche i parametri sismici. Tali parametri si determinano mediante l'impiego del foglio di calcolo specifico di comprovata affidabilità proposto da GeoStru.

Via	<input type="text"/>	n°	<input type="text"/>
Comune	<input type="text"/>	Cap	<input type="text"/>
Provincia	<input type="text"/>	<input type="button" value="Cerca"/>	
<b>WGS84 (°)</b>			
Latitudine	<input type="text" value="45.3420"/>		
Longitudine	<input type="text" value="12.3850"/>	<input type="button" value="Cerca"/>	
Isole	<input type="text" value="-- Seleziona --"/>		

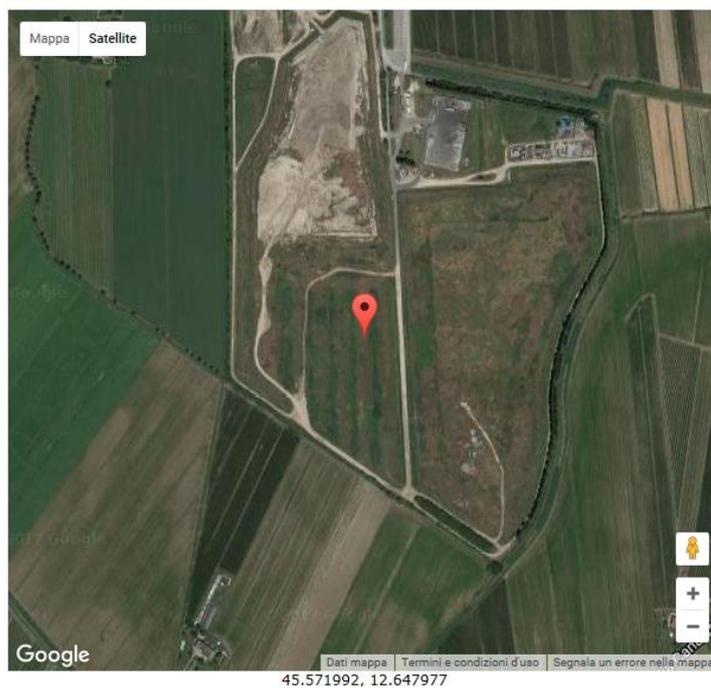


Figura 5.15 Definizione della posizione geografica del sito di interesse

(1)\* Coordinate WGS84 (°)  
 Latitudine       Longitudine

---

(1)\* Coordinate ED50 (°)  
 Latitudine       Longitudine

---

Classe dell'edificio

**Cu = 1**

Vita nominale  
 (Opere provvisorie <=10, Opere ordinarie >=50, Grandi opere >=100)  
 Interpolazione

Figura 5.16 Definizione della classe dell'edificio e della vita nominale dell'opera

Stato Limite	Tr [anni]	$a_g$ [g]	Fo	Tc' [s]
Operatività (SLO)	30	0,028	2,496	0,203
Danno (SLD)	50	0,034	2,529	0,236
Salvaguardia vita (SLV)	475	0,075	2,614	0,383
Prevenzione collasso (SLC)	975	0,095	2,658	0,415
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	50			

Figura 5.17 Parametri sismici

Nel caso di interesse si considera lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV), quindi una accelerazione al sito pari a  $a_g = 0.075$ .

**CALCOLO COEFFICIENTI SISMICI**

Muri di sostegno
  Paratie  
 Stabilità dei pendii e fondazioni  
 Muri di sostegno che non sono in grado di subire spostamenti.

H (m)

us (m)

Categoria sottosuolo

Categoria topografica

	SLO	SLD	SLV	SLC
<b>Ss *</b> Amplificazione stratigrafica	--	--	--	--
<b>Cc *</b> Coeff. funz categoria	--	--	--	--
<b>St *</b> Amplificazione topografica	1,00	1,00	1,00	1,00

Acc.ne massima attesa al sito [m/s<sup>2</sup>]

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0,000	0,000	0,000	0,000
kv	--	--	--	--
Amax [m/s <sup>2</sup> ]	0,000	0,000	0,000	0,000
Beta	0,200	0,200	0,200	0,200

Figura 5.18 Calcolo dei coefficienti sismici

Da tali parametri si ricava la massima accelerazione sismica orizzontale pari a  $a_{max} = S \cdot a_g = 0.075$ .  
 Noto tale valore è possibile ricavare i coefficienti sismici orizzontali e verticali da inserire nel codice Slide e rispettivamente pari a:

$$k_h = \beta_S \cdot a_{max}/g = 0.015$$

$$k_v = 0.5 \cdot k_h = 0.008$$

## 5.4 Modelli di calcolo

Nello specifico, nel seguente lavoro, sono stati realizzati i seguenti modelli di calcolo:

1. Modello 1: per la verifica di stabilità del corpo arginale Sud (statica e sismica);
2. Modello 2: per la verifica di stabilità del corpo arginale Nord (statica e sismica);
3. Modello 3: per la verifica di stabilità dell'Argine di contenimento (statica e sismica);

## 5.5 Risultati

### 5.5.1 Argine Sud statica

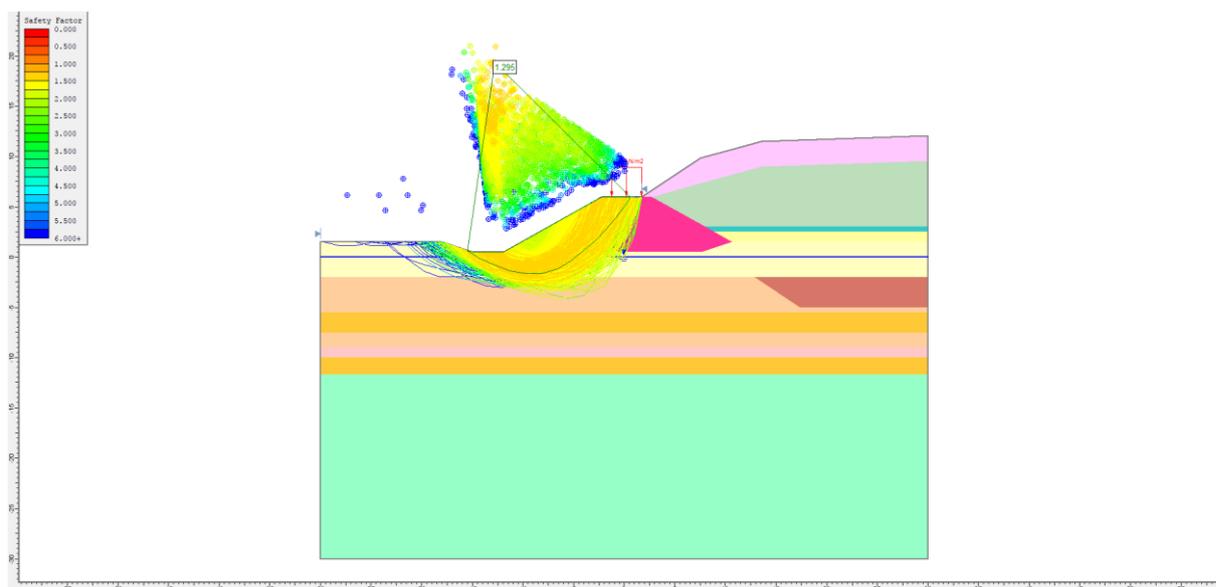


Figura 5.19 Bishop semplificato FS = 1.295

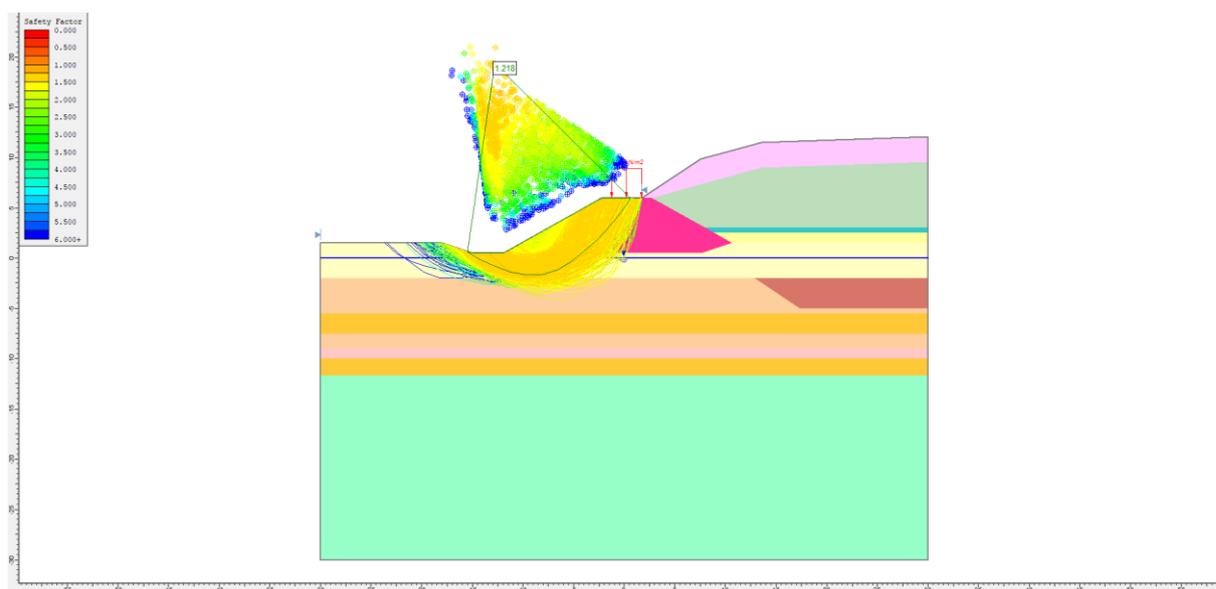


Figura 5.20 Janbu semplificato FS = 1.218

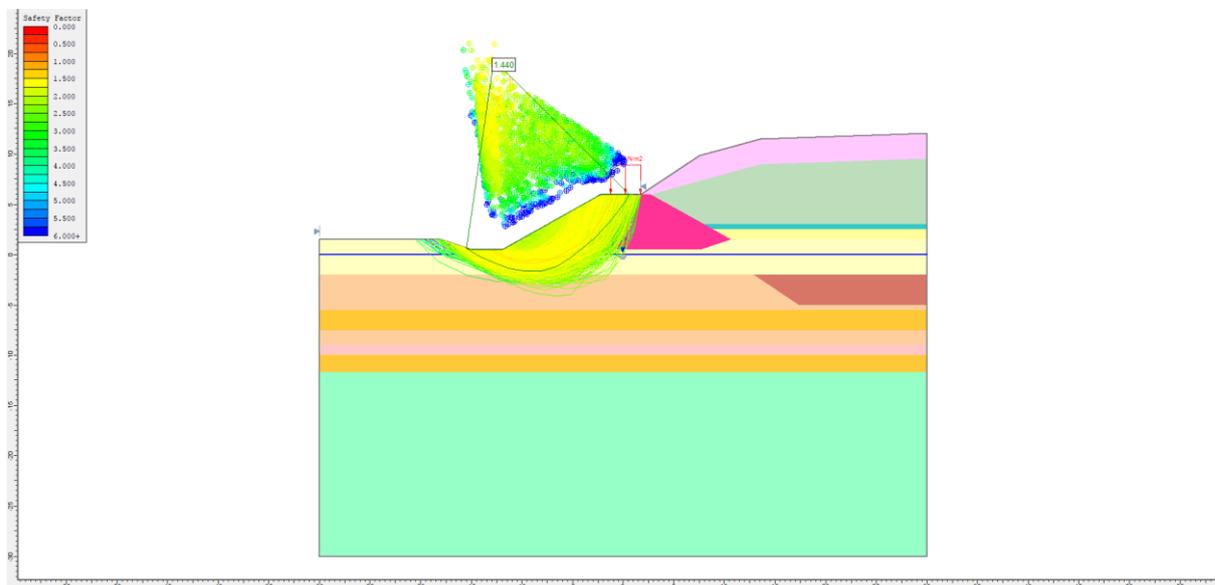


Figura 5.21 Spencer FS = 1.440

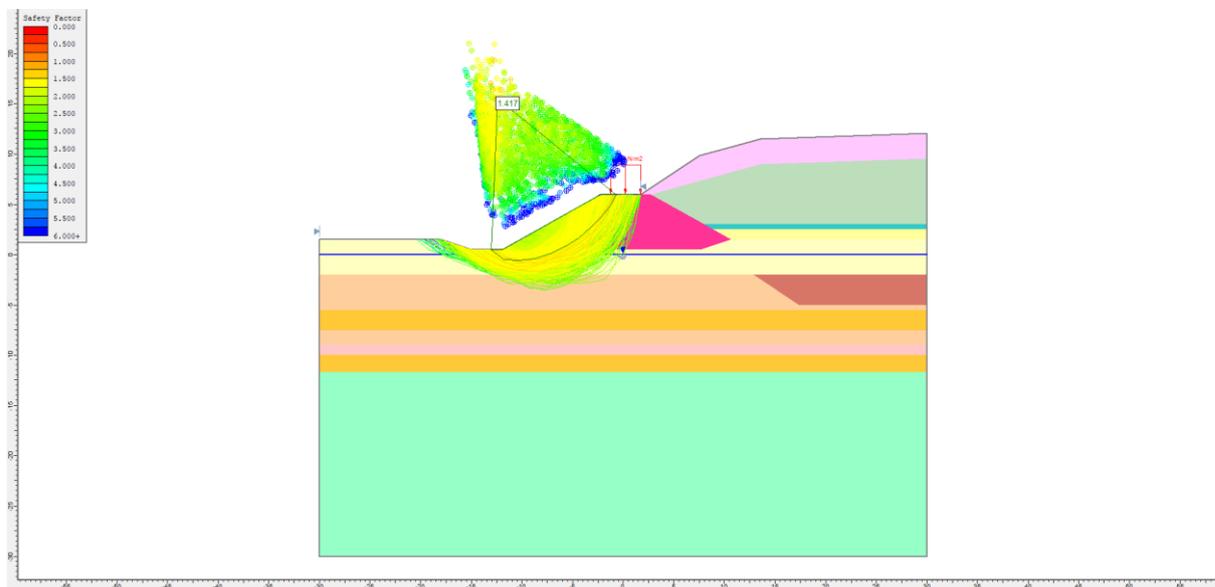


Figura 5.22 Morgenstern-Price FS = 1.417

### 5.5.2 Argine Sud sismica

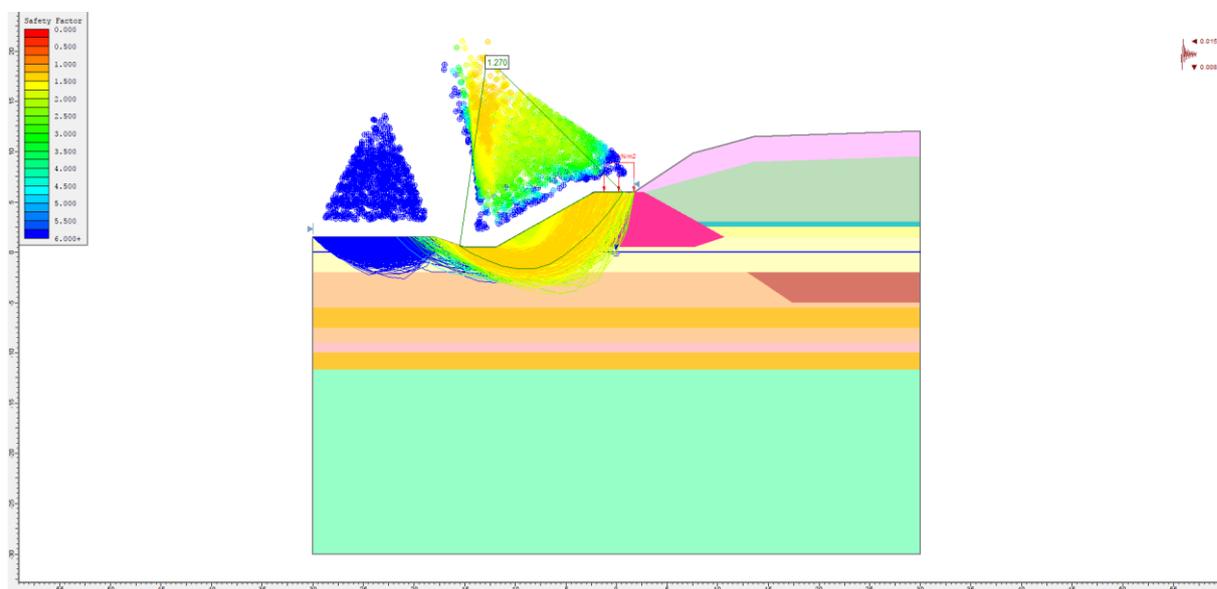


Figura 5.23 Bishop semplificato FS = 1.270

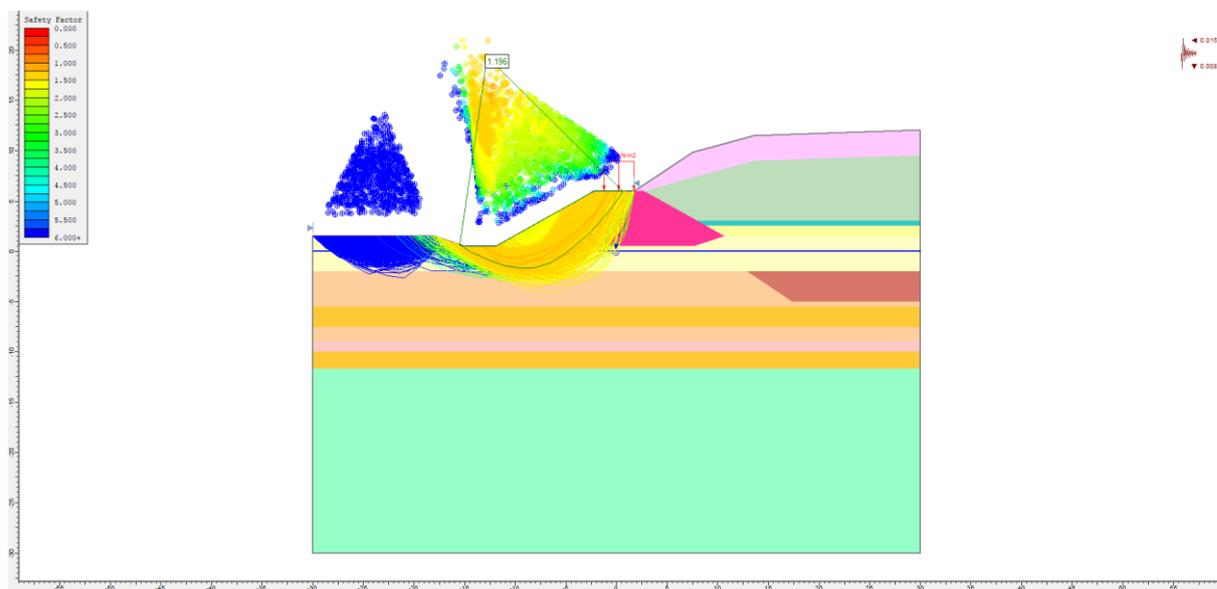


Figura 5.24 Janbu semplificato FS = 1.196

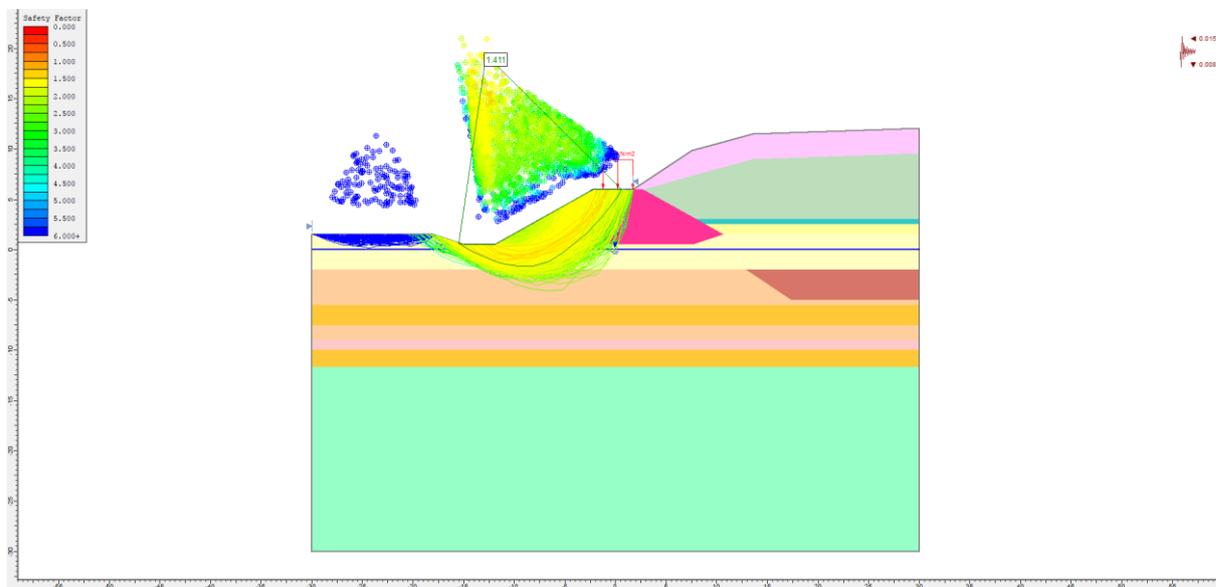


Figura 5.25 Spencer FS = 1.411

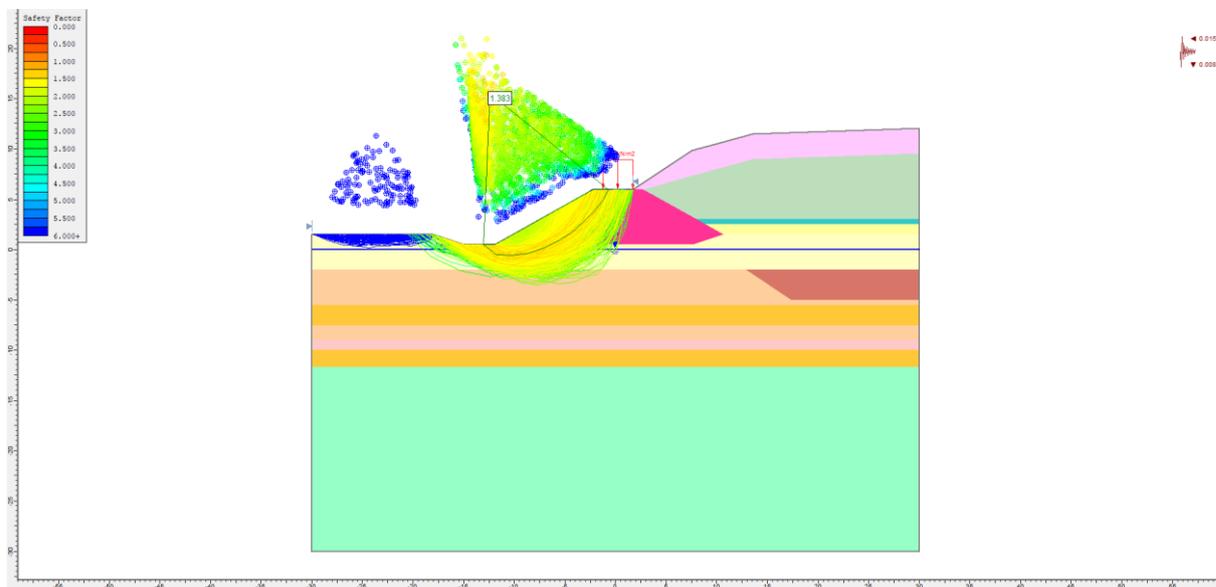


Figura 5.26 Morgenstern-Price FS = 1.383