

COMMITTENTE:



ALTA SORVEGLIANZA:



GENERAL CONTRACTOR:



INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA LEGGE OBIETTIVO N. 443/01

TRATTA A.V. /A.C. TERZO VALICO DEI GIOVI
PROGETTO ESECUTIVO

RAMPA OVEST CAVALCAVIA KM 37+407

Relazione geologico geotecnica

GENERAL CONTRACTOR	DIRETTORE DEI LAVORI	
Consorzio Cociv Ing. E. Pagani		

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA/DISCIPLINA	PROGR.	REV.
I G 5 1	0 3	E	C V	R O	I R 1 G 0 X	0 0 3	A

Progettazione:								
Rev	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Progettista Integratore	Data	IL PROGETTISTA
A00	Prima Emissione	D. Fanti 	16/06/2016	S.Fuoco 	16/06/2016	A. Mancarella 	16/06/2016	 Consorzio Collegamenti Integrati Veloci Dott. Ing. Aldo Mancarella Ordine Ingegneri Prov. TO n. 6271 R

n.Elab.:	File:IG51-03-E-CV-RO-IR1G-0X-003-A00
----------	--------------------------------------

CUP: F81H92000000008

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 
	<p>IG51-03-E-CV-RO-IR1G-0X-003-A00 Relazione geologico geotecnica</p> <p style="text-align: right;">Foglio 3 di 68</p>

INDICE

1. INTRODUZIONE	7
2. PROFILO STRATIGRAFICO E STRATIGRAFIA DI PROGETTO.....	8
2.1. Contesto geologico	8
2.2. Contesto idrogeologico	8
2.3. Indagini in sito considerate	12
2.4. Stratigrafia nella zona di realizzazione delle opere	12
2.5. Livello piezometrico	13
3. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL SITO.....	14
4. VALUTAZIONE DELLA STABILITA' DEI PENDII.....	16
5. CALCOLO DEI CEDIMENTI	21
5.1. Metodologia per il calcolo dei cedimenti	21
5.1.1. Cedimenti immediati	22
5.1.2. Cedimenti indotti dalla consolidazione primaria	23
5.1.3. Cedimenti indotti dalla consolidazione secondaria.....	24
5.2. Analisi condotte	26
5.2.1. Valutazione dei cedimenti per la sezione 15	26
5.2.2. Valutazione dei cedimenti per la sezione 16	31
6. MURODI CONTRORIPA DEFINITIVO	35
6.1. Materiali impiegati.....	37
6.2. Metodo di analisi di stabilità della paratia e degli elementi strutturali.....	39
6.3. Verifiche e soluzioni progettuali.....	39
6.3.1. Sezioni di verifica	39
6.3.2. Risultati delle analisi	41
6.3.3. Verifiche strutturali dei micropali.....	42
6.3.4. Verifiche strutturali dei micropali inclinati.....	43
6.3.5. Verifiche stabilità globale	45
6.3.6. Cordolo di testa.....	48
7. MURODI CONTRO RIPA PROVVISORIO	50
7.1. Materiali impiegati.....	51
7.2. Metodo di analisi di stabilità della paratia e degli elementi strutturali.....	51
7.3. Verifiche e soluzioni progettuali	51
7.3.1. Sezioni di verifica	51
7.3.2. Risultati delle analisi	52

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 
	<p>IG51-03-E-CV-RO-IR1G-0X-003-A00 Relazione geologico geotecnica</p> <p style="text-align: right;">Foglio 4 di 68</p>

7.3.3.	Verifiche strutturali dei micropali.....	53
7.3.4.	Verifiche strutturali dei micropali inclinati.....	54
7.3.5.	Verifiche stabilità globale	56
7.3.6.	Cordolo di testa.....	56
8.	TERRA RINFORZATA.....	57
8.1.	Verifiche	58
8.1.1.	verifiche interne	58
8.1.2.	verifiche esterne	59
8.1.3.	calcolo delle spinte	60
8.2.	Risultati delle analisi	65
8.2.1.	dati spinta sismica	65
8.2.2.	condizione di carico	65
8.2.3.	combinazioni di carico	65
8.2.4.	falda	66
8.2.5.	opzioni analisi	66
8.2.6.	fattori di sicurezza verifiche interne	67
8.2.7.	fattori di sicurezza verifiche globali.....	68

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 
	<p>IG51-03-E-CV-RO-IR1G-0X-003-A00 Relazione geologico geotecnica</p> <p style="text-align: right;">Foglio 5 di 68</p>

INDICE FIGURE

Figura 1 – Inquadramento rampa Ovest e opere minori oggetto della relazione.	7
Figura 2 - Profilo geologico in prossimità della rampa ovest del cavalcaferrovia con indicazioni dei sondaggi ed indicazione dei valori di permeabilità (i valori di permeabilità sono espressi in m/s).....	10
Figura 3 - Grafico dei risultati delle prove di permeabilità eseguite in prossimità dell'area di realizzazione della rampa sud del cavalcaferrovia IV14.....	11
Figura 4 – Dipendenza dell'angolo di resistenza al taglio dalla tensione agente sul piano di rottura (Bolton, 1986)	16
Figura 5 Dipendenza dell'angolo di resistenza al taglio dalla tensione agente sul piano di rottura (Bellotti et Al., 1985)	17
Figura 6 - Sez. pk325. Analisi di stabilità in condizioni statiche, metodo di Bishop. Mezzo attritivo. Fattori di sicurezza e superficie di scivolamento analizzate.	19
Figura 7 - Sez. pk325. Analisi di stabilità in condizioni sismiche, metodo di Bishop. Mezzo attritivo. Fattori di sicurezza e superficie di scivolamento analizzate.	20
Figura 8. Schema di riferimento la soluzione di Boussinesq	21
Figura 9. Schema di riferimento per il calcolo dei cedimenti per strati successivi.....	23
Figura 10. Schema di riferimento per il calcolo dei cedimenti per consolidazione secondaria.....	24
Figura 11. Schema di riferimento per la sezione 15	27
Figura 12. Geometria del modello di calcolo.....	28
Figura 13. Risultati delle analisi (cedimento in superficie in sezione trasversale).....	28
Figura 14. Risultati delle analisi (cedimento al variare della profondità).....	29
Figura 15. Risultati delle analisi (cedimento di consolidazione al variare della profondità).....	29
Figura 16. Schema di riferimento per la sezione 16	31
Figura 17. Geometria del modello di calcolo.....	32
Figura 18. Risultati delle analisi (cedimento in superficie in sezione trasversale).....	33
Figura 19. Risultati delle analisi (cedimento al variare della profondità).....	33
Figura 20. Risultati delle analisi (cedimento di consolidazione in sezione trasversale)	34
Figura 21. Risultati delle analisi (cedimento totale a 4 anni)	34
Figura 22 - Ubicazione planimetrica del muro di controripa definitivo.	35
Figura 23 – Analisi di stabilità globale in condizioni statiche, sezione 1 (H di scavo 5m). FS=3.1.....	45
Figura 24 – Analisi di stabilità globale in condizioni sismiche, sezione 1 (H di scavo 5m). FS=2.4	46
Figura 25 – Analisi di stabilità globale in condizioni statiche, sezione 2 (H di scavo 4.5m). FS=3.1.....	46
Figura 26 – Analisi di stabilità globale in condizioni sismiche, sezione 2 (H di scavo 4.5m). FS=2.5.....	46
Figura 27 – Analisi di stabilità globale in condizioni statiche, sezione 3 (H di scavo 3.0m). FS=2.5.....	47
Figura 28 – Analisi di stabilità globale in condizioni sismiche, sezione 3 (H di scavo 3.0m). FS=2.0.....	47
Figura 29 – Analisi di stabilità globale in condizioni statiche, sezione 4 (H di scavo 2.1m). FS=3.6.....	47
Figura 30 – Analisi di stabilità globale in condizioni sismiche, sezione 4 (H di scavo 2.1m). FS=2.8.....	48
Figura 31 - Ubicazione planimetrica del muro di controripa provvisorio.	50
Figura 32 – Analisi di stabilità globale in condizioni statiche, sezione 1 (H di scavo 4.5m). FS=3.1.....	56
Figura 33 – Analisi di stabilità globale in condizioni statiche, sezione 2 (H di scavo 3.0m). FS=4.0.....	56
Figura 34 – Ubicazione terra rinforzata.....	57
Figura 35 - Schematizzazione di un opera di sostegno in terra rinforzata.....	58

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 	
	<p>IG51-03-E-CV-RO-IR1G-0X-003-A00 Relazione geologico geotecnica</p>	<p>Foglio 6 di 68</p>

INDICE TABELLE

Tabella -1. Sondaggi nell'area di realizzazione della rampa.	12
Tabella -2. Dettaglio risultanze delle prove SPT in foro nell'area della rampa.	13
Tabella -3. Stratigrafia di progetto per l'area in esame	13
Tabella -4. Caratteristiche di base dei materiali geotecnici	14
Tabella-5. Caratteristiche di progetto dei materiali geotecnici per la zona della rampa ovest.....	15
Tabella -6. Valori dell'angolo d'attrito di picco in funzione della densità relativa e della tensione efficace agente	18
Tabella 7. Caratteristiche geotecniche di riferimento per l'area in esame.....	27
Tabella 8. Fasi di simulazione per la definizione del comportamento deformativo sotto l'azione dei carichi di progetto	27
Tabella 9. Caratteristiche geotecniche di riferimento per l'area in esame.....	31
Tabella 10. Fasi di simulazione per la definizione del comportamento deformativo sotto l'azione dei carichi di progetto	32

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	IG51-03-E-CV-RO-IR1G-0X-003-A00 Relazione geologico geotecnica	Foglio 7 di 68

1. INTRODUZIONE

Nell'ambito del progetto della linea ferroviaria Alta Capacità Milano - Genova "Terzo Valico dei Giovi" e delle viabilità interferenti o di compensazione, la seguente relazione è relativa agli aspetti geotecnici della rampa Ovest di approccio al sovrappasso della Strada Provinciale 153 (Categoria F1 extraurbana D.M. 05/11/2001). L'opera in oggetto ricade a pk. Km 37+407 della linea AC suddetta.

La caratterizzazione geotecnica è stata definita sulla base dei dati ottenuti dalle varie campagne di indagini eseguite. Di seguito viene riportato un breve inquadramento geologico e poi la caratterizzazione geotecnica con la presentazione dei parametri da utilizzare in fase progettuale.

Come mostrato in Figura 1 all'interno di tale WBS sono presenti le seguenti opere minori:

- muro di controripa definitivo
- muro di controripa provvisorio
- terra rinforzata

All'interno di questa relazione vengono riportate le verifiche e il dimensionamento di tale opere secondarie.

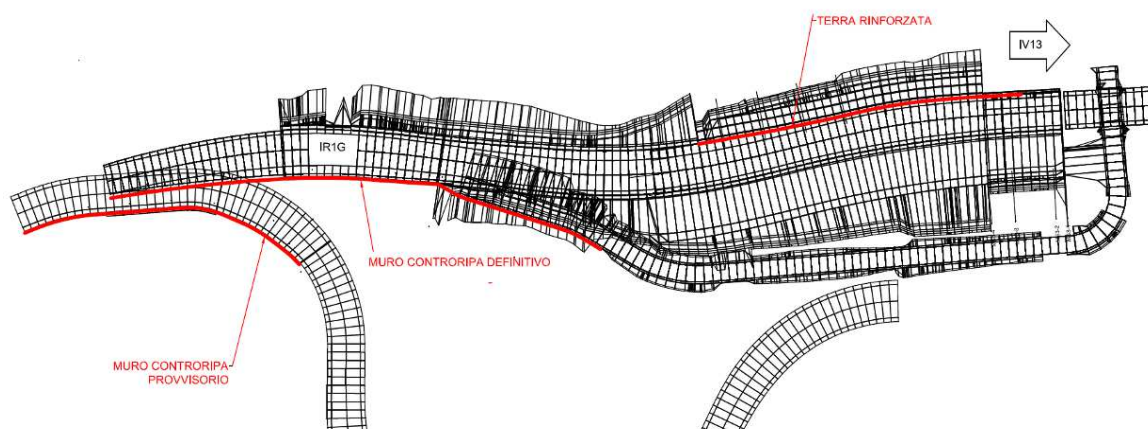


Figura 1 – Inquadramento rampa Ovest e opere minori oggetto della relazione.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	IG51-03-E-CV-RO-IR1G-0X-003-A00 Relazione geologico geotecnica
	Foglio 8 di 68

2. PROFILO STRATIGRAFICO E STRATIGRAFIA DI PROGETTO

2.1. Contesto geologico

L'opera oggetto del presente rapporto è situata in un settore di pianura, caratterizzato dalla successione di depositi alluvionali del Bacino di Alessandria (Pleistocene inf - Olocene) che poggiano in discontinuità sulla successione sedimentaria post-messiniana, rappresentata in questo settore dalla Formazione delle argille Azzurre (Zancleano), dalle Sabbie d'Asti I.s. e dal "Villafranchiano" p.p. auct.

Dal punto di vista geologico l'area d'intervento ricade interamente nell'ambito dei depositi alluvionali del bacino alessandrino ed in particolare nell'unità dei depositi alluvionali recenti (FL3). I depositi alluvionali recenti sono posizionati in aree prossime all'alveo del T. Scrivia e sono delimitati a est dallo stesso corso d'acqua e ad ovest dall'orlo di terrazzo di Novi Ligure - Formigaro ad orientazione nord ovest-sud est. Terrazzo alla cui base doveva posizionarsi un paleo-alveo dello Scrivia che dalla zona di Serravalle raggiungeva e attraversava l'attuale centro di Pozzolo e da qui proseguiva verso ovest secondo un tracciato corrispondente all'attuale Rio di Castel Gazzo. Lo spostamento successivo dell'alveo a est di Pozzolo e poi ancora verso est sino al raggiungimento della posizione attuale ha conformato questo tratto di pianura che viene attribuito al fluviale recente. Fluviale recente che si eleva, rispetto all'alveo attuale dello Scrivia, di 20 m nel tratto di monte (zona di Serravalle-Novì) e di 5 metri nel tratto di valle (tra Rivalta Scrivia e Tortona).

Il fluviale recente (FL3) comprende terreni a granulometria grossolana con ghiaie nettamente prevalenti (70-80%) sulle sabbie (10-20%) e sulle parti più fini (limo+argilla) 10-20%.

La litofacies è distribuita su gran parte dell'area di pianura interessata dal tracciato del III Valico. Nel tratto meridionale, a ridosso dell'imbocco nord della Galleria di Serravalle, si evidenziano modesti spessori (circa 4 m) di ghiaie sabbioso-limose che ricoprono la formazione delle Argille Azzurre. Verso nord, in corrispondenza della progressiva 37+500 ca., si osserva un rapido incremento dello spessore dei sedimenti, che passa da 3-4 m a oltre 30 m; tale spessore aumenta ulteriormente verso nord.

2.2. Contesto idrogeologico

Dal punto di vista idrogeologico, il settore in cui ricade la rampa Ovest del cavalcaferrovia (WBS IR1G) è caratterizzato dalla presenza di un acquifero superficiale a falda libera costituito da depositi alluvionali di pianura. Il substrato impermeabile o poco permeabile è invece costituito dalle Argille di Lugagnano. I depositi sono di tipo fluviale recente (fl3) e sono costituiti da ghiaie sabbioso-limose con percentuali variabili di matrice fine. Al tetto dei depositi è presente un suolo agricolo dello spessore di ca. 1÷2 m che ha scarsa rilevanza ai fini idrogeologici.

La rampa sud del cavalcaferrovia si inserisce in un contesto generale in cui si è visto che la permeabilità dei terreni è sensibilmente variabile sia in senso orizzontale sia verticale. In particolare, i terreni ubicati nell'orizzonte superiore ed inferiore dei depositi alluvionali hanno permeabilità differenti, con il primo orizzonte che presenta valori generalmente superiori al

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	IG51-03-E-CV-RO-IR1G-0X-003-A00 Relazione geologico geotecnica	Foglio 9 di 68

secondo. Un'indicazione sui valori di permeabilità dell'orizzonte superiore dei depositi fl3 deriva dalle prove idrauliche eseguite per il Progetto Definitivo sui pozzi esplorativi eseguiti tra Pozzolo Formigaro e Tortona, Tali prove sono state effettuate in trincee scavate fino ad una profondità di 1.5 m da pc. Le prove realizzate indicano una permeabilità compresa tra 2×10^{-4} m/s e 8×10^{-4} m/s.

Per quanto riguarda il livello inferiore dei depositi fl3, le prove Lefranc eseguite nell'ambito del Progetto Definitivo definiscono un intervallo piuttosto ampio di valori, compresi tra 1×10^{-6} e 1×10^{-3} m/s. Ulteriori indicazioni sulle permeabilità di tali depositi derivano dai test di pompaggio a lunga durata eseguiti nell'ambito del Progetto Definitivo. Una prova su pozzo eseguita alla periferia Sud di Pozzolo Formigaro (ca. 100 m da tracciato ferroviario, in un settore compreso tra la ferrovia Novi Tortona e il Rio Gnavole) ha permesso di definire una permeabilità di 5.0×10^{-5} m/s ed un coefficiente di immagazzinamento di 1.6×10^{-3} . Un'altra prova effettuata nella cava dismessa di Cascina S. Maria ha restituito valori di permeabilità compresi tra 2.0×10^{-4} e 3.0×10^{-4} m/s. Un'altra prova eseguita simultaneamente su 4 pozzi a Pozzolo Formigaro ha restituito un valore di 4.0×10^{-6} m/s. Infine, un'ulteriore prova di pompaggio a lunga durata eseguita in periferia Sud di Pozzolo Formigaro (Loc. Cascina Valle) ha restituito valori di 3.3×10^{-6} m/s e 1.1×10^{-5} m/s in regime transitorio e di 2.2×10^{-6} m/s e 9.5×10^{-6} m/s in regime stazionario, con un coefficiente di immagazzinamento di $S = 7.8 \times 10^{-4}$. La prova di pompaggio eseguita per la campagna indagini del 2014 presso Cascina Capri ha visto l'esecuzione di prove di spurgo del pozzo le quali hanno restituito valori di permeabilità variabili tra 8.47×10^{-6} m/s e 9.11×10^{-6} m/s. Son state poi realizzate, sempre in prossimità di Cascina Capri, prove di portata a gradini le quali hanno fornito valori di permeabilità di 2.54×10^{-4} m/s e 6.38×10^{-4} m/s.

Dal punto di vista della rappresentatività dei valori, si rimarca che i risultati ottenuti attraverso le prove di pompaggio sono maggiormente significativi di quelli ottenuti dai test in foro, in quanto le prime permettono di valutare la permeabilità in un intorno esteso attorno al pozzo, mentre le seconde indagano la permeabilità solamente in un intorno localizzato attorno al sondaggio. Pertanto, i test in foro risentono maggiormente di effetti locali (es. eterogeneità locali, disturbi del terreno indotti dalla perforazione).

Si sono poi riportati sul profilo geologico tutti i risultati delle prove di pompaggio e di permeabilità eseguite nelle varie campagne di indagine (Figura 2).

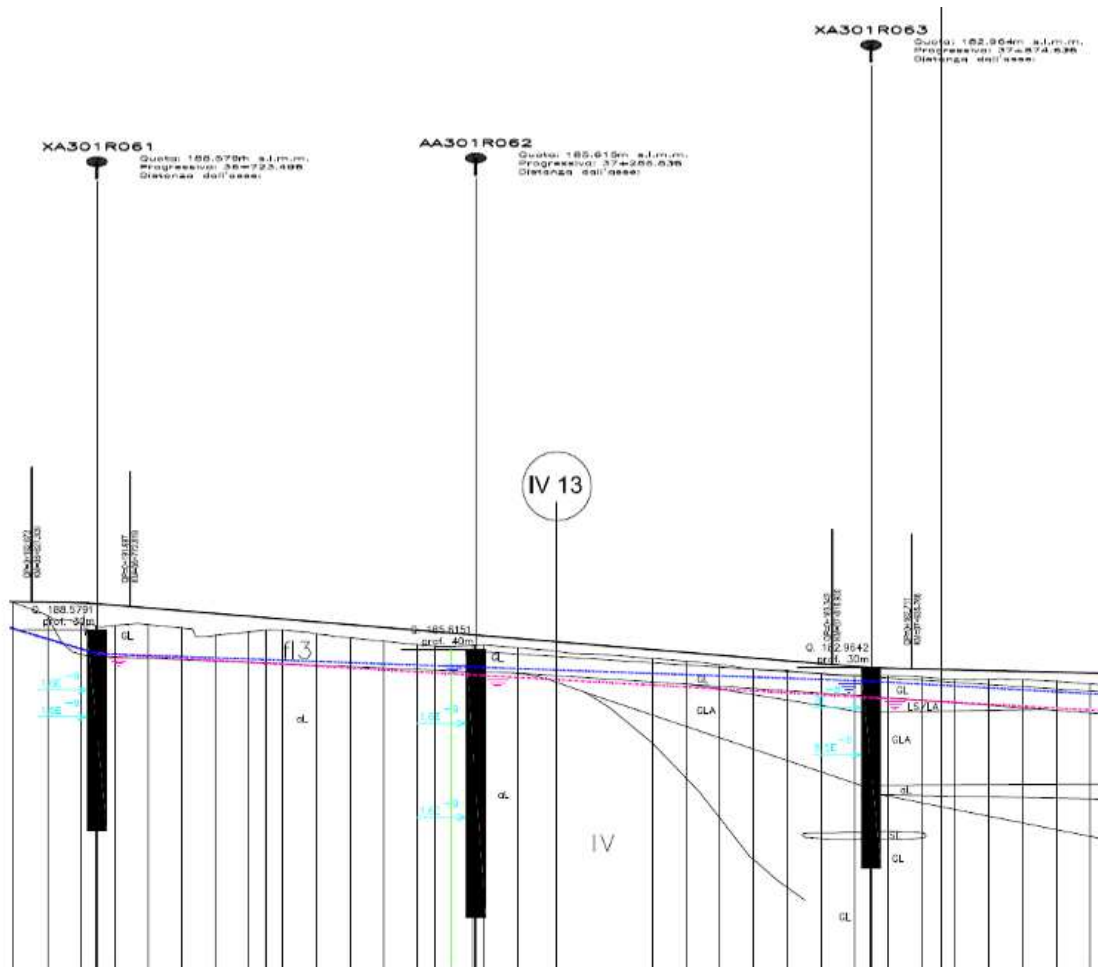


Figura 2 - Profilo geologico in prossimità della rampa ovest del cavalcavia con indicazioni dei sondaggi ed indicazione dei valori di permeabilità (i valori di permeabilità sono espressi in m/s).

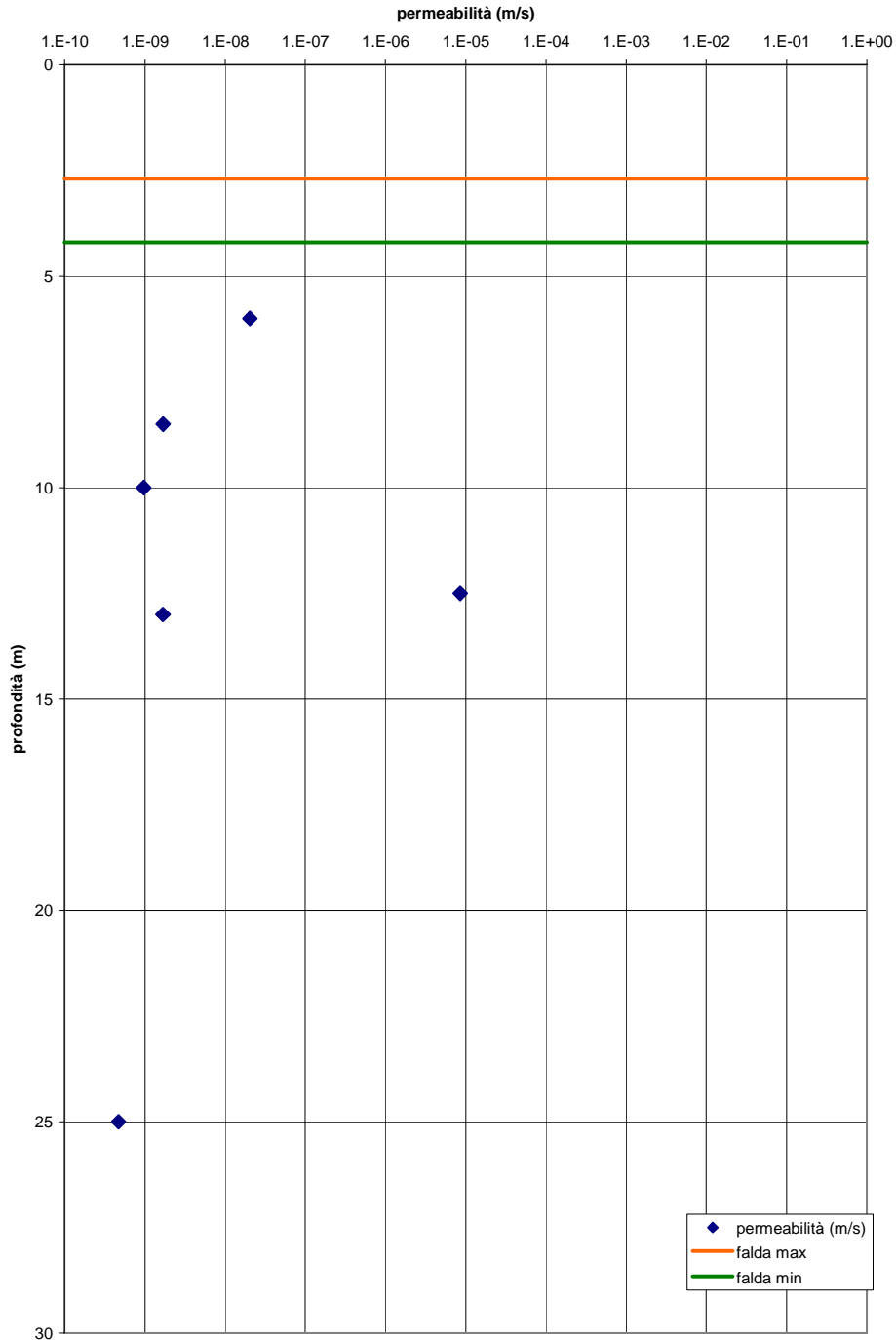


Figura 3 - Grafico dei risultati delle prove di permeabilità eseguite in prossimità dell'area di realizzazione della rampa sud del cavalcaferrovia IV14.

Sulla base dell'analisi dei risultati delle prove (Figura 3) e del profilo riportato in Figura 2 è possibile affermare che la permeabilità di riferimento è piuttosto bassa con valori medi compresi tra $8.5 \times 10^{-6} \text{ m/s}$ e $4.6 \times 10^{-10} \text{ m/s}$.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	IG51-03-E-CV-RO-IR1G-0X-003-A00 Relazione geologico geotecnica	Foglio 12 di 68

2.3. Indagini in sito considerate

Nella zona della rampa in oggetto, sono stati eseguiti una serie di indagini geotecniche. La denominazione delle indagini di cui sopra, nonché le rispettive profondità raggiunte, sono riportate nella tabella seguente.

Sondaggi a carotaggio	
Denominazione	Lunghezza (m)
XA301B061	30
AA301B062	40
XA301B063	30

Tabella -1. Sondaggi nell'area di realizzazione della rampa.

Le campagne hanno visto la realizzazione di una serie di sondaggi geognostici, prove in sito in corrispondenza degli stessi (SPT e prove Lefranc, principalmente) ed il prelievo di campioni per prove di laboratorio.

2.4. Stratigrafia nella zona di realizzazione delle opere

Sulla base dei dati disponibili, la situazione stratigrafica del sito può essere così schematizzata:

A partire dal piano campagna locale si può incontrare uno strato superficiale di terreno di riporto/agricolo costituito da limo sabbioso marrone scuro di spessore pari a 1.00m circa, localmente inglobante elementi lapidei sparsi (Formazione LS).

Al di sotto della Formazione **LS/LA** è presente uno strato di circa 3.00m di origine alluvionale postglaciale (Olocene) **FL3** costituito da ghiaia medio grossa in matrice limo-sabbiosa (Formazione FL3 – GL/GLA) localmente argillosa.

A partire da 3.50/4.00m rispetto il piano campagna, si estende fino agli strati più profondi indagati un deposito di argilla limosa molto consistente (Formazione FL3 – AL).

Le risultanze delle prove SPT mostrano i seguenti andamenti per le varie zone presenti nell'area.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	IG51-03-E-CV-RO-IR1G-0X-003-A00 Relazione geologico geotecnica Foglio 13 di 68

XA301B063	
prof. [m]	N
3	42
7.6	68
10.6	rif.
13.5	65
16	70
21	73
24	82

Tabella -2. Dettaglio risultanze delle prove SPT in foro nell'area della rampa.

Alla luce di quanto sopra la stratigrafia di progetto da utilizzarsi nelle verifiche geotecniche viene prevista come di seguito indicato.

Stratigrafia di calcolo	Da (m da p.c.)	A (m da p.c.)	Tipo di terreno
LS/LA	p.c.	- 1.00	Limo sabbioso
GLA	- 1.00	-4.00	Ghiaia medio grossa in matrice argillosa limosa
AL	-4.00	In poi	argilla limosa

Tabella -3. Stratigrafia di progetto per l'area in esame

2.5. Livello piezometrico

Il livello di falda rilevato dai piezometri installati nei sondaggi, varia in base al periodo dell'anno e mostra un livello di soggiacenza compreso tra - 2.5 m da p.c e - 4.20 m da p.c..

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-03-E-CV-RO-IR1G-0X-003-A00 Relazione geologico geotecnica
	Foglio 14 di 68

3. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL SITO

Di seguito si forniscono i parametri di base per i materiali geotecnici nell'area in esame, coerentemente con quanto previsto in PD. Per la caratterizzazione geotecnica si è tenuto conto anche di altri sondaggi presenti nelle aree adiacenti che presentano caratteristiche dei materiali simili a quelli nell'area della rampa.

Parametri	Formazione LS/LA	Formazione GL	Formazione AL
Peso di volume γ (kN/m ³)	18	19	19 ÷ 20 (1)
Densità relativa D_r (%)	-	73 ÷ 95	-
Coesione drenata c' (kPa)	5	-	25
Angolo di resistenza al taglio operativo ϕ' (°)	26	38	28
Resistenza al taglio non drenata c_u (kPa) (2)	-	-	100+3.25·z (3)
Velocità delle onde di taglio V_s (m/s)(4)	-	185 + 3.9·z (3)	-
Modulo di taglio a piccole deformazioni G_0 per materiali granulari (MPa)	-	75 + 3.85·z (3)	-
Modulo di Young a piccole deformazioni E_0 per materiali granulari (MPa)	-	190 + 10·z (3)	-
Modulo di Young drenato E' per terreni coesivi (kPa) - Per il calcolo dei cedimenti	-	-	8600
Modulo di Young drenato E' per terreni coesivi (kPa) – Per il dimensionamento delle opere di sostegno	-	-	16200
Modulo di Young non drenato E_u per terreni coesivi (kPa) (5)	-	-	20000+650·z (3)
Coefficiente di consolidazione primaria C_v (cm ² /s) – Tratto OC (6)	-	-	2.5·10 ⁻³ (6)
Coefficiente di consolidazione primaria C_v (cm ² /s) – Tratto NC (6)	-	-	2.5·10 ⁻⁴ (6)
Coefficiente di consolidazione secondaria c_α (%) – Tratto OC (7)	-	-	0.1 (7)
Coefficiente di consolidazione secondaria c_α (%) – Tratto NC (7)	-	-	0.5 (7)

- (1) Valori crescenti con la profondità.
- (2) Valori decrescenti con la profondità.
- (3) Z = Profondità da piano campagna in m.
- (4) Valori delle velocità delle onde di taglio ricavate dai dati SPT secondo la correlazione di Ohta e Goto.
- (5) $E_u=200 c_u$.
- (6) Valori valutati in base alla descrizione stratigrafica e dalle prove di laboratorio
- (7) Ricavabile dalla curva deformazione (\square) – tempo (t).

Tabella -4. Caratteristiche di base dei materiali geotecnici

Le indagini e le prove di laboratorio a disposizione hanno consentito una caratterizzazione del comportamento meccanico della formazione presente nell'area secondo una suddivisione in base all'approfondimento. Conservativamente, le caratteristiche geotecniche per l'area dello scavo sono di seguito definite tenendo in maggior conto le risultanze delle analisi di laboratorio. Nel calcolo delle opere di sostegno si adotteranno valori del modulo di deformabilità pari a circa 1/3÷1/5 di quelli iniziali a piccole deformazioni. Nel calcolo dei cedimenti si adotteranno valori del modulo di deformabilità pari a circa 1/10 di quelli iniziali a piccole deformazioni. Sulla base dei valori delle velocità delle onde di taglio ricavate dai dati SPT (considerando anche gli altri sondaggi presenti nelle aree adiacenti che presentano caratteristiche dei materiali simili a quelli nell'area della rampa) secondo la correlazione di Ohta e Goto, per i dati della campagna 2000-2002, si sono stabilite velocità sismiche per profondità rappresentative, da cui sono stati ricavati i parametri di deformabilità di riferimento.

I seguenti parametri si giudicano ragionevoli e rappresentativi del comportamento del terreno.

Parametri	Formazione LS/LA	Formazione GLA	Formazione AL
Profondità da p.c.	0-1m	1-4	>4
Peso di volume γ (kN/m ³)	18	19	20
Angolo di resistenza al taglio operativo ϕ' (°)	28	38	28
Modulo di deformabilità operativo E per materiali granulari (MPa), calcolati con riferimento al valore medio di E _o ed un fattore di riduzione pari a 5	20	51	60
Modulo di deformabilità operativo E per materiali granulari (MPa), calcolati con riferimento al valore medio di E _o ed un fattore di riduzione pari a 10	10	25	30

Tabella-5. Caratteristiche di progetto dei materiali geotecnici per la zona della rampa ovest.

Per le zone a matrice limoso/argillosa è possibile tenere in conto che la componente coesiva possa fornire un valore di coesione stimabile in 5 kPa, ottenuti dalle indicazioni ricavate da prove di laboratorio eseguite su questo tipo di materiale.

4. VALUTAZIONE DELLA STABILITA' DEI PENDII

Lo sviluppo della resistenza al taglio per materiali sabbiosi è caratterizzato dai seguenti elementi:

- L'involuppo di rottura risulta curvilineo;
- Lo sviluppo della resistenza dipende principalmente dalla densità relativa (DR) e della tensione efficace agente (σ');
- La storia dello stato tensionale non influenza il valore dell'angolo d'attrito (ϕ');
- il valore dell'angolo d'attrito (ϕ') non è influenzato dal percorso di sollecitazione;
- il valore dell'angolo d'attrito (ϕ') è indipendente dal grado di saturazione.

Risultano numerosi gli studi relativi alla dipendenza dell'angolo di resistenza a taglio dalla tensione agente sul piano di rottura (Bellotti et Al, 1985; Bolton, 1986).

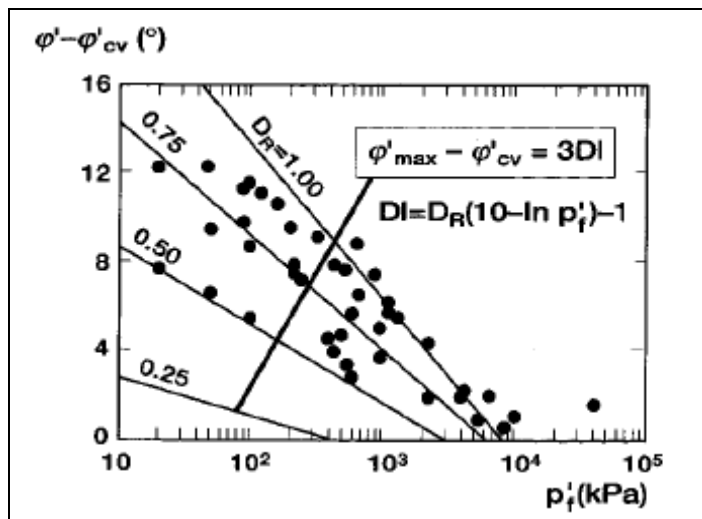


Figura 4 – Dipendenza dell'angolo di resistenza al taglio dalla tensione agente sul piano di rottura (Bolton, 1986)

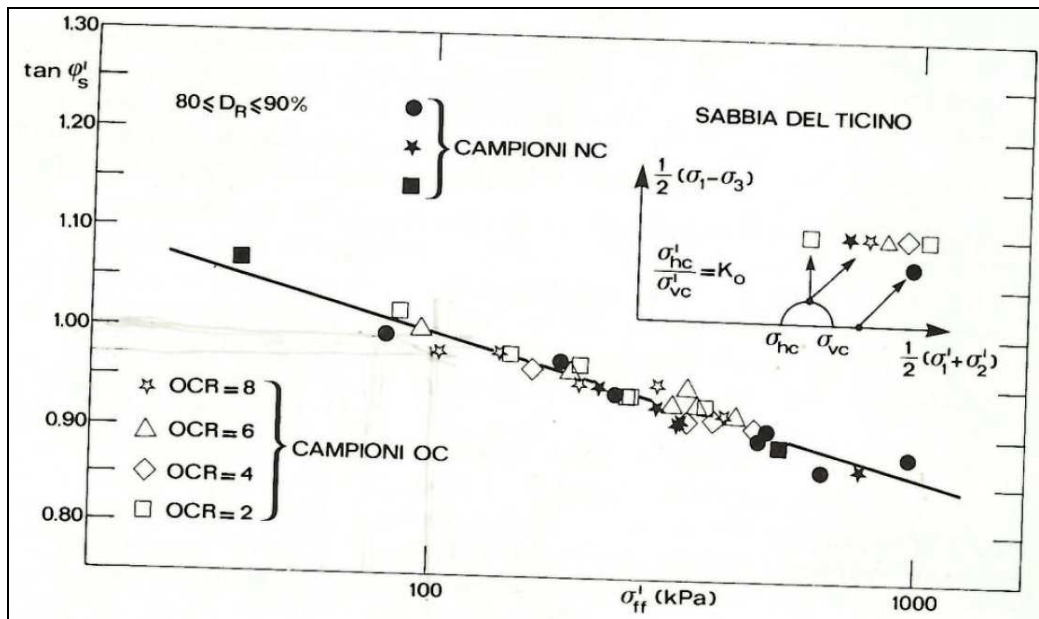


Figura 5 Dipendenza dell'angolo di resistenza al taglio dalla tensione agente sul piano di rottura (Bellotti et Al., 1985)

La valutazione della non linearità dell'involuppo di rottura può essere definita in maniera discreta attraverso la definizione delle caratteristiche attritive in funzione della profondità attraverso la formulazione di Bolton che ha definito una relazione che lega la tensione efficace all'effetto di dilatanza:

$$\phi'_p - \phi'_{cv} = m DI$$

dove:

- m = 5 in condizioni di deformazione piane;
- $DI = Dr[10 - \ln(p'_f)] - 1$ dove p'_f è la tensione media efficace a rottura.
- Dr = densità relativa
- ϕ'_p = angolo d'attrito di picco
- ϕ'_{cv} = angolo d'attrito a volume costante

E' dunque possibile definire i valori delle resistenze attritive al variare della tensione agente. Nel seguito sono riportati i valori dell'angolo d'attrito del materiale costituente la rampa calcolati attraverso la formulazione di Bolton considerando un angolo di attrito di 35° e una densità relativa pari a 0.6.

ϕ'_{cv}	profondità	tensione efficace media a rottura				DI	m	$\phi'_p - \phi'_{cv}$	ϕ'_p
		p'_f	$\ln(p'_f)$	$10 \cdot \ln(p'_f)$	DR				
[°]	[m]	[kPa]				[-]	[°]	[°]	
35	0.5	10	2.302585	7.697414907	0.6	3.618	5	18.09	53.09
35	1	20	2.995732	7.004267726	0.6	3.203	5	16.01	51.01
35	1.5	30	3.401197	6.598802618	0.6	2.959	5	14.80	49.80
35	2	40	3.688879	6.311120546	0.6	2.787	5	13.93	48.93
35	2.5	50	3.912023	6.087976995	0.6	2.653	5	13.26	48.26
35	3	60	4.094345	5.905655438	0.6	2.543	5	12.72	47.72
35	3.5	70	4.248495	5.751504758	0.6	2.451	5	12.25	47.25
35	4	80	4.382027	5.617973365	0.6	2.371	5	11.85	46.85
35	4.5	90	4.49981	5.50019033	0.6	2.300	5	11.50	46.50
35	5	100	4.60517	5.394829814	0.6	2.237	5	11.18	46.18
35	5.5	110	4.70048	5.299519634	0.6	2.180	5	10.90	45.90
35	6	120	4.787492	5.212508257	0.6	2.128	5	10.64	45.64

Tabella -6. Valori dell'angolo d'attrito di picco in funzione della densità relativa e della tensione efficace agente

Sulla base di tali indicazioni, sono state condotte le valutazioni di stabilità per le condizioni di progetto.

Attraverso l'utilizzo dei valori afferenti alla prima teoria, il calcolo ha fornito i fattori di sicurezza (metodo di Bishop semplificato) sulla base delle seguenti caratteristiche di resistenza:

- Peso unità di volume 19 kN/m^3 ;
- angolo d'attrito da 0.00m di profondità a 1.00m: 51° ;
- angolo d'attrito da 1.00m di profondità a 2.00m: 48.9° ;
- angolo d'attrito da 2.00m di profondità a 3.00m: 47.7° ;
- angolo d'attrito da 3.00m di profondità a 4.00m: 46.8° ;
- angolo attrito pari a 35° per la zona a profondità oltre i 4.00m.

La realizzazione della rampa presenta le seguenti caratteristiche:

- scarificazione del terreno superficiale (circa 2m, in questo modo si va oltre lo strato di terreno LS) e sistemazione con pendio inclinato 2/3 intervallato da una eventuale berma di 2m.

La verifica viene effettuata applicando in sommità un sovraccarico pari a 20kPa in condizioni statiche e 10kPa per le verifiche in condizioni sismiche.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	IG51-03-E-CV-RO-IR1G-0X-003-A00 Relazione geologico geotecnica	Foglio 19 di 68

Per la rampa oggetto della relazione si è analizzata la sezione alla progressiva pk325 considerando il pendio dal lato opposto a quello dove è presente la terra rinforzata. Inoltre per le sezioni di rampa in cui è presente il muro di sostegno, la terra rinforzata o i muri di controripa si rimanda alle verifiche di stabilità globale riportate nei paragrafi specifici di tali opere.

I risultati sono di seguito riportati.

Come visibile, i fattori di sicurezza risultano superiori a 1.3 e le verifiche risultano quindi soddisfatte.

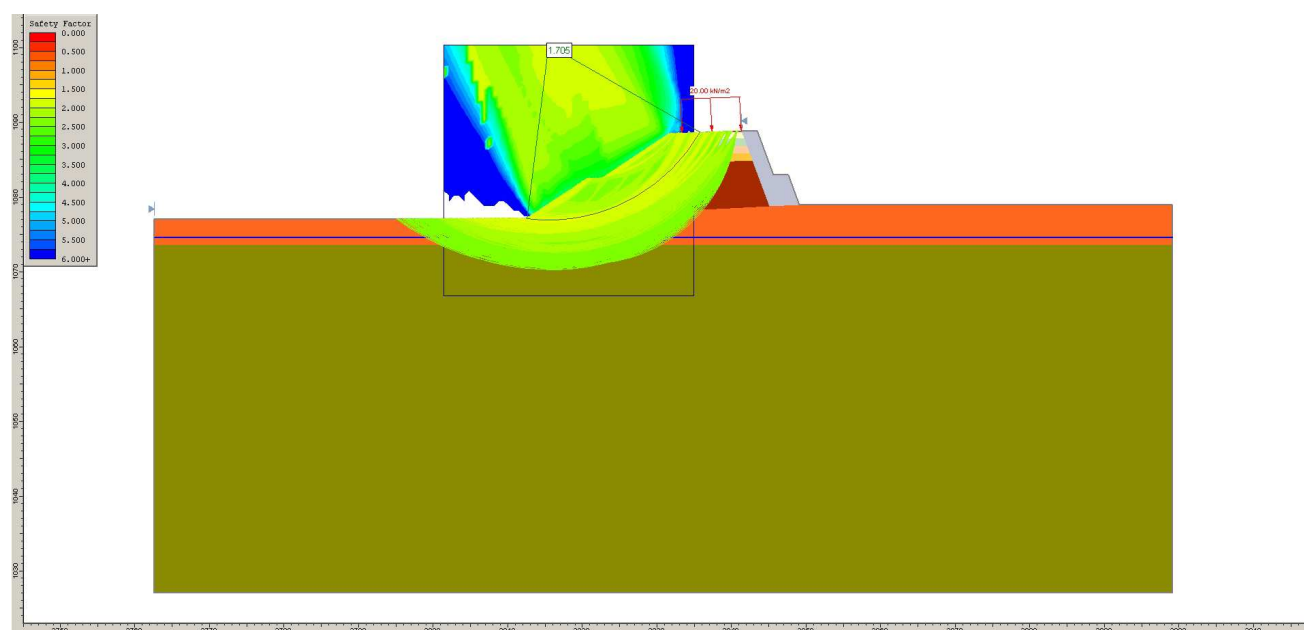


Figura 6 - Sez. pk325. Analisi di stabilità in condizioni statiche, metodo di Bishop. Mezzo attritivo. Fattori di sicurezza e superficie di scivolamento analizzate.

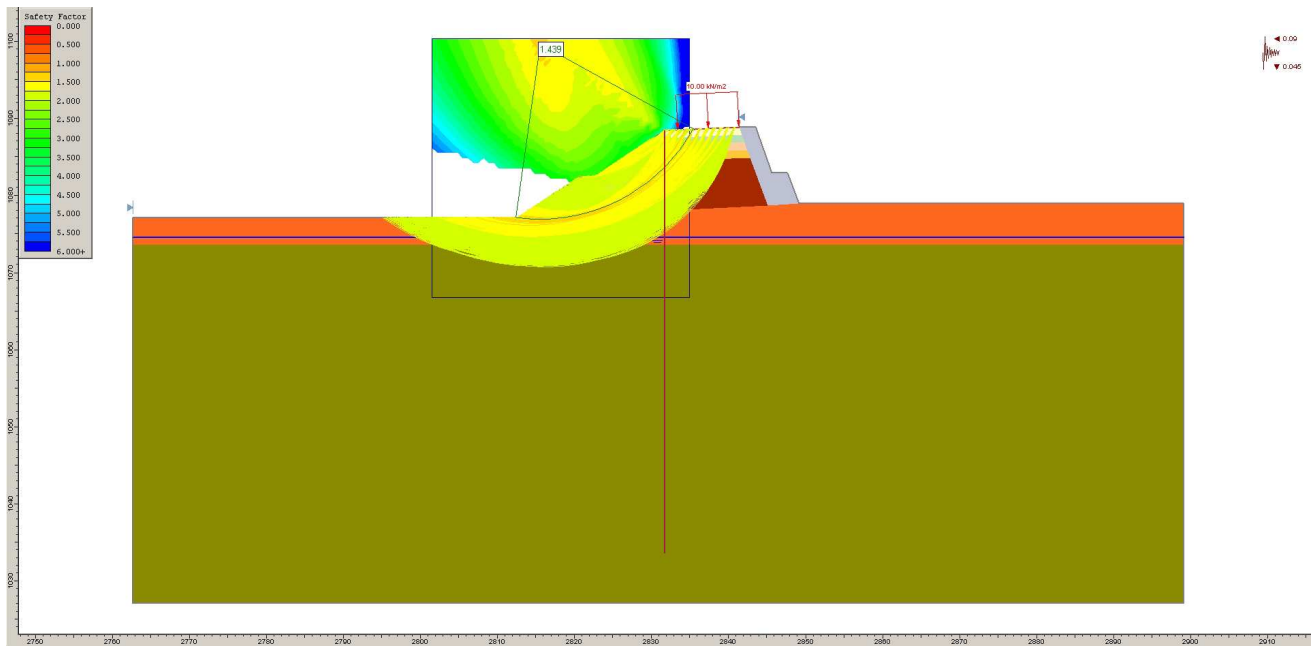


Figura 7 - Sez. pk325. Analisi di stabilità in condizioni sismiche, metodo di Bishop. Mezzo attritivo.
Fattori di sicurezza e superficie di scivolamento analizzate.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-03-E-CV-RO-IR1G-0X-003-A00 Relazione geologico geotecnica
	Foglio 21 di 68

5. CALCOLO DEI CEDIMENTI

Vengono di seguito riepilogati i risultati ottenuti relativamente al calcolo dei cedimenti per le condizioni giudicate maggiormente rappresentative per le opere in progetto.

5.1. Metodologia per il calcolo dei cedimenti

Il cambiamento di stato tensionale derivante dall'applicazione (carichi stradali, ferroviari, rilevati, modificazione nella quota del livello di falda) o rimozione di carichi (scavi, modifiche quota di falda) determinano lo sviluppo di deformazioni, con caratteristiche differenti in funzione della magnitudo e della geometria del carico agente.

Il calcolo della variazione dello stato tensionale viene condotto attraverso il metodo di Boussinesq, che si basa sulla teoria dell'elasticità al fine di determinare il calcolo della tensione verticale in un semispazio infinito ed omogeneo.

$$\sigma_L = \frac{3Q}{2\pi z^2} \cos^5 \vartheta$$

dove:

- Q: tensione verticale risultante alla posizione di calcolo;
- σ_L : tensione verticale risultante alla posizione di calcolo definita dai parametro z e θ .

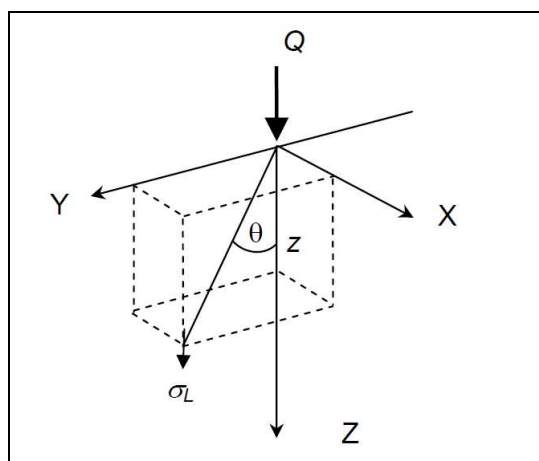


Figura 8. Schema di riferimento la soluzione di Boussinesq

Integrando tale soluzione su aree si ottengono i risultati relativi ai carichi applicati di progetto.

Le analisi dei cedimenti sono state eseguite con analisi tri-dimensionali che tengono conto dell'effettiva forma del rilevato e degli effetti di bordo che si generano.

I cedimenti generati possono essere divisi in due categorie:

- Cedimenti immediati

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	IG51-03-E-CV-RO-IR1G-0X-003-A00 Relazione geologico geotecnica
	Foglio 22 di 68

- Cedimenti indotti dai fenomeni di consolidazione primaria;
- Cedimenti indotti dai fenomeni di consolidazione secondaria.

5.1.1. Cedimenti immediati

Il cedimento istantaneo si verifica subito dopo l'applicazione del carico ed è un cedimento di tipo lineare elastico.

La deformazione di ogni elemento di terreno può essere facilmente calcolata partendo dal modulo elastico monodimensionale. La relazione tra il modulo 3D e quello 1D è la seguente:

$$E_{ed} = E \frac{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}{(1 - \nu)}$$

dove:

- E_{ed} : modulo edometrico;
- E : modulo di deformabilità;
- ν : coefficiente di Poisson.

La deformazione verticale di ogni strato di terreno è calcolata secondo l'espressione:

$$\varepsilon = \frac{\Delta\sigma}{E}$$

dove:

- ε : deformazione verticale;
- E : modulo di deformabilità;
- $\Delta\sigma$: variazione della tensione totale verticale.

Il cedimento iniziale è calcolato a partire da quello ricavato nell'equazione precedente. Per ogni porzione di terreno analizzata, il punto più inferiore dello strato è ipotizzato fisso. Il punto immediatamente superiore si sposta di una quantità δ :

$$\delta = \Delta z = \varepsilon \cdot h$$

dove:

- δ : cedimento iniziale;
- h : spessore iniziale dello strato di terreno;
- $\Delta\sigma$: variazione della tensione totale verticale.

Il cedimento dell' i -esimo punto è quindi pari al cedimento del punto al di sotto ($i+1$) più il cedimento dello strato i :

$$\delta_i = \delta_{i+1} + \varepsilon_i \cdot h_i$$

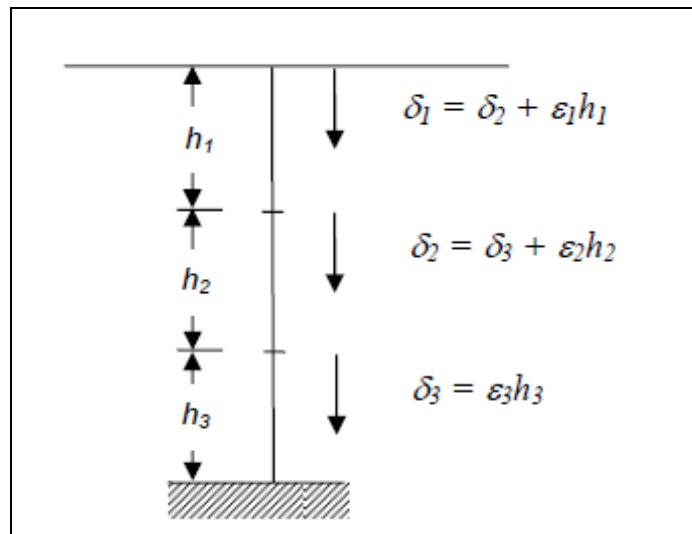


Figura 9. Schema di riferimento per il calcolo dei cedimenti per strati successivi

5.1.2. Cedimenti indotti dalla consolidazione primaria

I cedimenti derivanti dalla consolidazione primaria si generano mano a mano che la pressione interstiziale in eccesso si dissipa portando ad un aumento degli sforzi efficaci.

I cedimenti sono calcolati per ogni stato di terreno come per il caso elastico lineare, ma il calcolo delle deformazioni varia in base a come viene schematizzato il terreno.

Nel caso si assuma un materiale elastico lineare, la variazione di deformazione per ogni elemento indotta da una variazione di sforzo è la seguente:

$$\Delta \epsilon = m_v \cdot \Delta \sigma'$$

dove:

- $\Delta \epsilon$: variazione della deformazione verticale;
- m_v : coefficiente di compressibilità verticale in caso di espansione laterale impedita;
- $\Delta \sigma'$: variazione della tensione efficace verticale.

L'effetto di dissipazione della pressione neutra, si basa sull'ipotesi che l'effetto dell'applicazione di un carico determini una uguale variazione nel valore della pressione neutra:

$$\Delta u = \Delta \sigma$$

derivante dall'espressione di Skempton (1954) posto $B=1$

L'eccesso di pressione neutra non risulta altro che la pressione neutra attuale sottratta dalla pressione neutra dovuta alla gravità.

$$\Delta u_e = u - u_i$$

Il processo di consolidazione legata al flusso verticale del fluido è simulato in accordo al metodo di consolidazione monodimensionale di Terzaghi:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2 u_e}{\partial z^2}$$

dove:

- c_v : coefficiente di consolidazione;
- z : distanza dalla superficie;
- u_e : eccesso di pressione neutra.

L'equazione differenziale viene risolta in maniera analitica per ogni singolo strato con comportamento lineare.

La risoluzione del calcolo legato alla pressione neutra richiede la conoscenza dei valori di permeabilità (k) e del coefficiente di consolidazione primaria (c_v). Tali quantità risultano legate secondo l'espressione (valida per materiali elastico-lineari):

$$k = c_v \cdot m_v \cdot \gamma_w$$

5.1.3. Cedimenti indotti dalla consolidazione secondaria

I cedimenti derivanti dalla consolidazione secondaria (o creep) generano variazioni di deformazione a parità di stato tensionale efficace.

La valutazione dell'entità del cedimento viene condotta attraverso il cosiddetto metodo standard, che prevede la variazione dell'entità del cedimento in funzione del logaritmo del tempo.

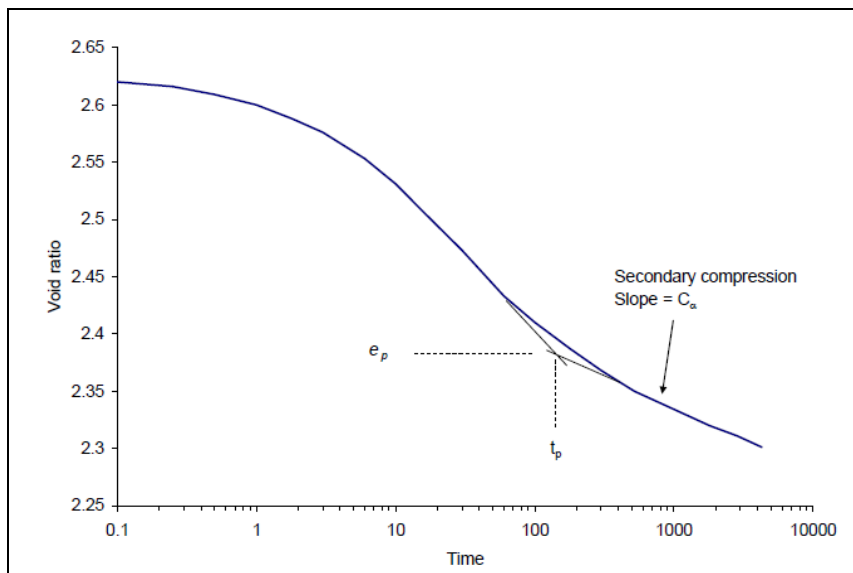


Figura 10. Schema di riferimento per il calcolo dei cedimenti per consolidazione secondaria

Il cambiamento nella deformazione verticale in funzione del tempo è calcolato attraverso la seguente espressione

$$\Delta \varepsilon_s = \frac{C_\alpha}{1 + e_p} \log \left(\frac{t_2}{t_1} \right)$$

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 	
	<p>IG51-03-E-CV-RO-IR1G-0X-003-A00 Relazione geologico geotecnica</p>	<p>Foglio 25 di 68</p>

dove:

- $\Delta\varepsilon_s$: variazione della deformazione verticale secondaria;
- t_1, t_2 : tempo iniziale e finale del periodo di osservazione;
- e_p : indice dei vuoti al termine della fase di consolidazione primaria.

ed il cedimento complessivo è ricavato attraverso le espressioni per la successione degli strati di calcolo:

$$\delta = \Delta z = \varepsilon \cdot h$$

$$\delta_i = \delta_{i+1} + \varepsilon_i \cdot h_i$$

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 
	<p>IG51-03-E-CV-RO-IR1G-0X-003-A00 Relazione geologico geotecnica</p> <p style="text-align: right;">Foglio 26 di 68</p>

5.2. Analisi condotte

Il calcolo dei cedimenti viene condotto

$$S_T = S_i + S_c + S_s$$

dove:

- S_T : cedimento totale
- S_i : cedimento immediato;
- S_c : cedimento per consolidazione primaria
- S_s : cedimento per consolidazione primaria o creep

Nel proseguo verranno effettuate le seguenti assunzioni:

- I materiali con componente sabbiosa rilevante (LS, GL) presentano un calcolo dei cedimenti che comprende il cedimento immediato e di consolidazione primaria;
- I materiali con componente argillosa rilevante (AL) presentano un calcolo dei cedimenti che comprende il cedimento di consolidazione primaria e secondaria.

Lambe e Whitman (1979) affermano come per il caso di suoli reali, il rapporto fra $E_{undrained}/E_{drained}$ risulta tipicamente maggiore rispetto ai valori teorici, e rapporti pari a 3-4 non sono atipici per argille NC, e Poulos (2000) ha mostrato come il valore del cedimento immediato per tali materiali risulti trascurabile rispetto ai cedimenti per consolidazione.

Lungo il tracciato sono stati identificati due sezioni rappresentative delle condizioni più gravose con riferimento agli aspetti relativi ai cedimenti indotti dal terreno.

- sezioni 15 e 16, nella zona in presenza del rilevato parzialmente realizzato mediante terra rinforzata.

5.2.1. Valutazione dei cedimenti per la sezione 15

La sezione 15 mostra la presenza di un rilevato di altezza significativa, in parte realizzato attraverso terra rinforzata.

A tale carico si sommano i carichi stradali, valutati sinteticamente in 20 kPa

Si considera agente tale pressione su di una larghezza di riferimento pari a 9m in cima al rilevato, schematizzato con le reali dimensioni di progetto.

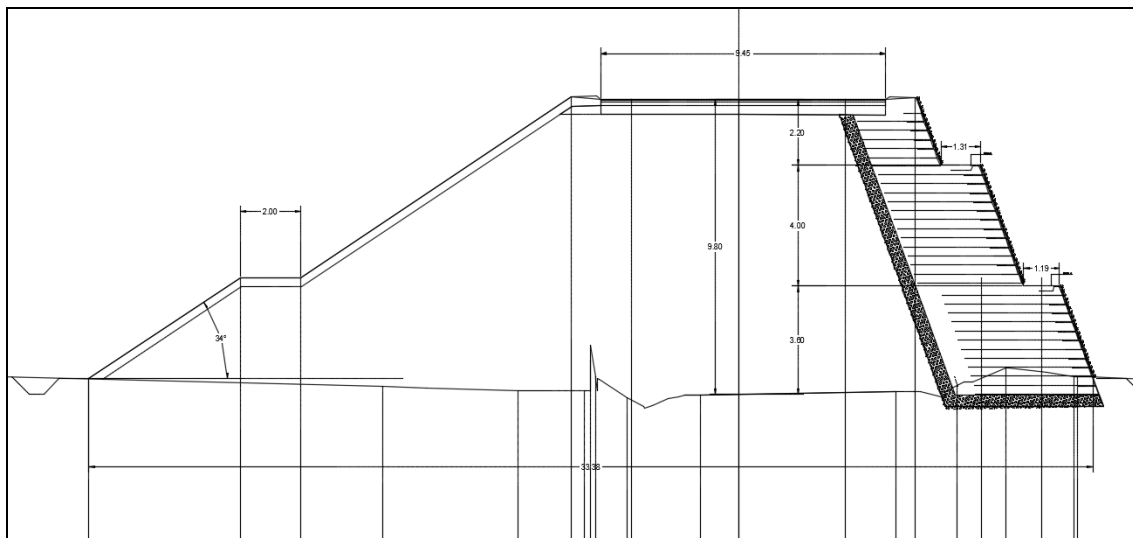


Figura 11. Schema di riferimento per la sezione 15

La stratigrafia di riferimento è riportata nella tabella seguente:

z tetto (m)	z letto (m)	hi (m)	materiale	descrizione	γ (kN/m ³)	Eo (kPa)	Eis (kPa)	Eoperativ (kPa)	mv	fi (°)	c' (kPa)	k (m/s)	Cv (cm ² /s)	C α (%)
			RIL	materiale	20	400000	133333	40000	0.000025	35	0	1.00E-04		
0	1	1	LS	limo con n	19	100000	33333	10000	0.000100	28	0	1.00E-04		
1	3.5	2.5	GL	sabbie e g	19	225000	75000	22500	0.000044	38	0	1.00E-05		
12	50	38	AL	argilla mol	20	86000	28667	8600	0.000116	28	25	1.00E-07	2.5*10 ⁻³ - 2.5*10 ⁻⁴	0.1-0.5

Tabella 7. Caratteristiche geotecniche di riferimento per l'area in esame

La profondità della falda è posta a 2.0m da p.c.

Si considerano i seguenti aspetti legati alla definizione dei cedimenti:

- Per le formazioni LS e GL: cedimento immediato (rif. Eis) e consolidazione primaria (mv, k);
- Per la formazione AL: consolidazione primaria (mv, Cv) e consolidazione secondaria (C α), considerati i valori medi negli intervalli di riferimento.

Il modello ha previsto la simulazione delle seguenti fasi:

Fase	tempo (gg)	Descrizione
1	0	Stage 1- Rilevato - primo livello
2	30	Stage 2- Rilevato - secondo livello
3	60	Stage 3- Rilevato - terzo livello
4	90	Stage 4- Sovraccarico
5	150	Stage 5- 6 mesi
6	360	Stage 6- 1 anno
7	720	Stage 7- 2 anni
8	1080	Stage 8- 3 anni
9	1440	Stage 9- 4 anni

Tabella 8. Fasi di simulazione per la definizione del comportamento deformativo sotto l'azione dei carichi di progetto

E' stato realizzato un modello geometrico di dimensioni 220x220m, con un'estensione longitudinale del carico di circa 100m, al fine di poter simulare le condizioni di deformazioni piane a cui può essere assimilata la struttura sotto carico.

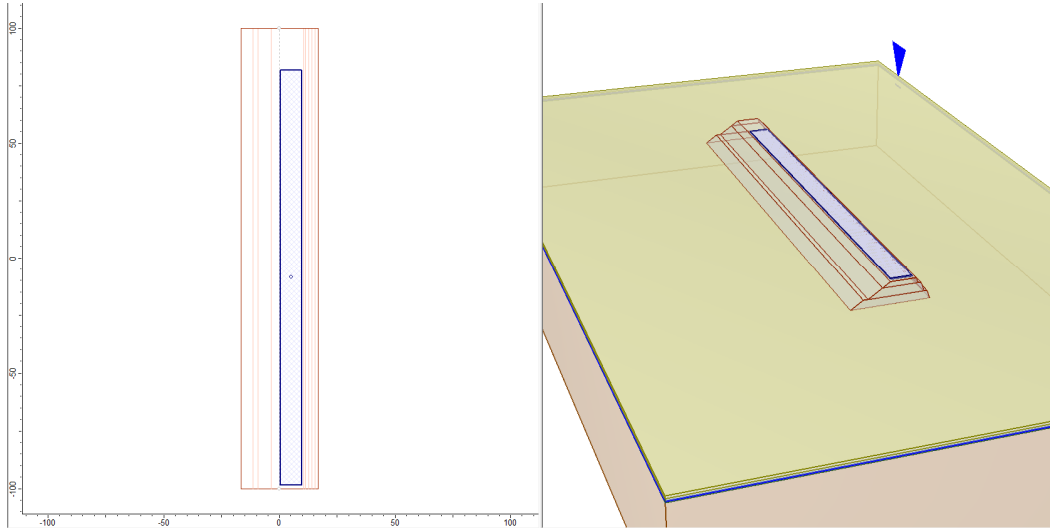


Figura 12. Geometria del modello di calcolo

I risultati sono di seguito riportati in forma grafica relativamente al cedimento in superficie in sezione trasversale alla linea (centro del grafico= asse del tracciato) e sezione verticale in asse all'opera

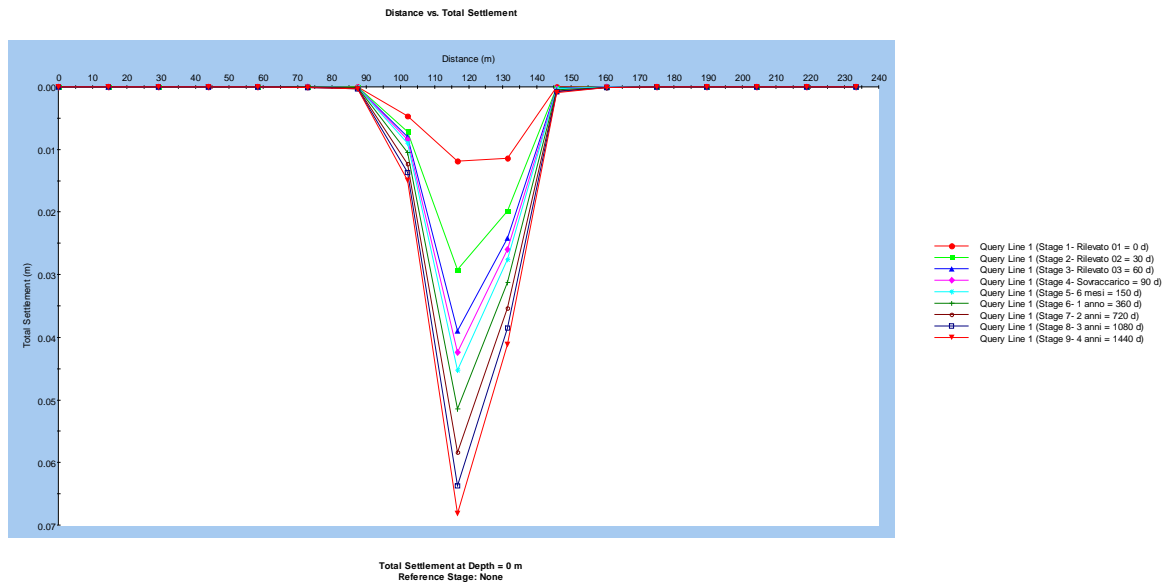


Figura 13. Risultati delle analisi (cedimento in superficie in sezione trasversale).

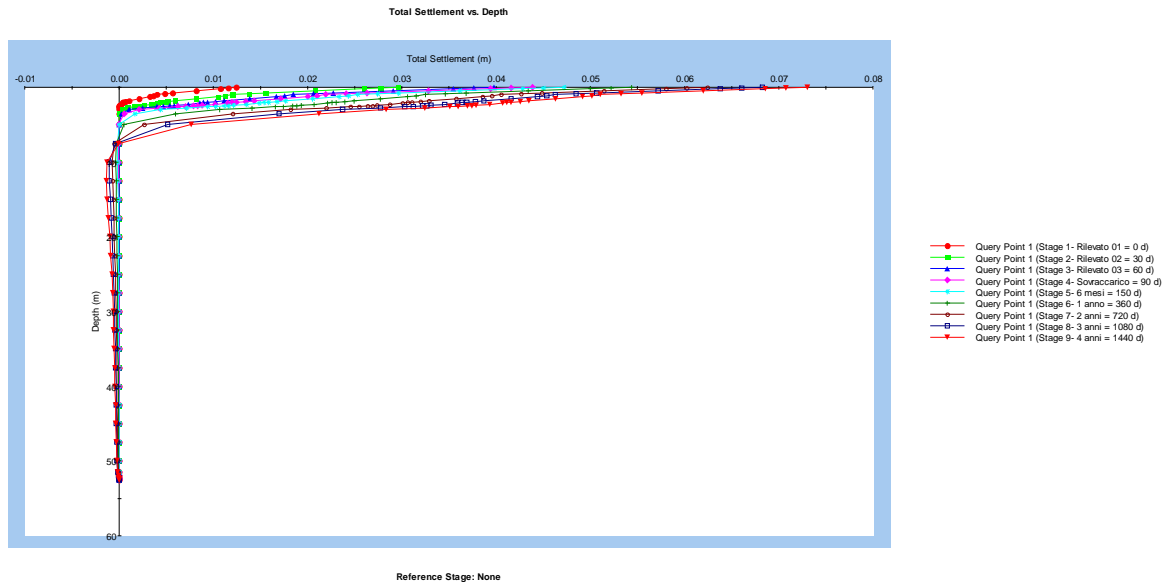


Figura 14. Risultati delle analisi (cedimento al variare della profondità)

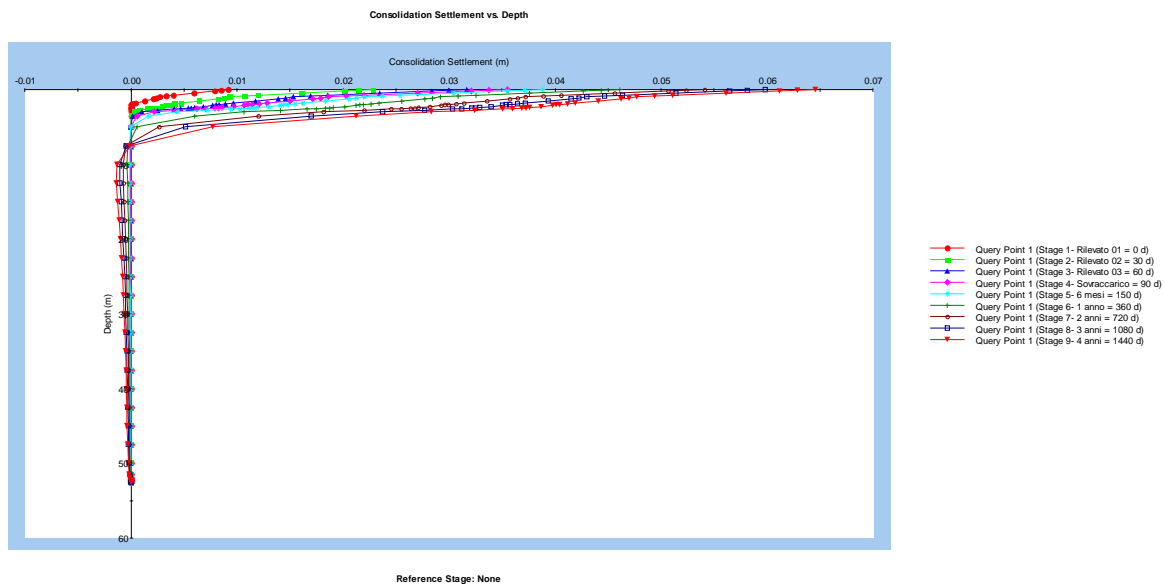


Figura 15. Risultati delle analisi (cedimento di consolidazione al variare della profondità)

Si assiste ai seguenti fenomeni:

- Al termine della costruzione del rilevato, il valore del cedimento istantaneo (tre strati) e di consolidazione (due strati, per 2 mesi), è pari a 4cm;
- L'applicazione del sovraccarico stradale immediato determina un cedimento totale complessivo pari a 4.4cm.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	IG51-03-E-CV-RO-IR1G-0X-003-A00 Relazione geologico geotecnica	Foglio 30 di 68

- L'incrementale relativo alla consolidazione del rilevato fra la fase 3 e la fase 4 con l'aggiunta del cedimento immediato del carico stradale fornisce un incremento di cedimento dell'ordine di 0.40cm;
- Dopo un tempo di 3 mesi ulteriori il valore risulta prossimo ai 5cm;
- I cedimenti differiti nel tempo (a parità di carico) determinano l'incremento del valore totale di cedimento a circa 7.3cm (rif. 4 anni), con un differenziale di circa 2.4 cm rispetto alla deformazione a tre mesi.
- La maggiore componente di cedimento risulta afferente al processo di consolidazione.

La struttura risulta deformabile, ed il livello di cedimento risulta accettabile.

5.2.2. Valutazione dei cedimenti per la sezione 16

La sezione 16 mostra la presenza di un rilevato di altezza significativa, in parte realizzato attraverso terra rinforzata, leggermente superiore rispetto alla sezione 15 precedentemente analizzata.

A tale carico si sommano i carichi stradali, valutati sinteticamente in 20 kPa

Si considera agente tale pressione su di una larghezza di riferimento pari a 9m in cima al rilevato, schematizzato con le reali dimensioni di progetto.

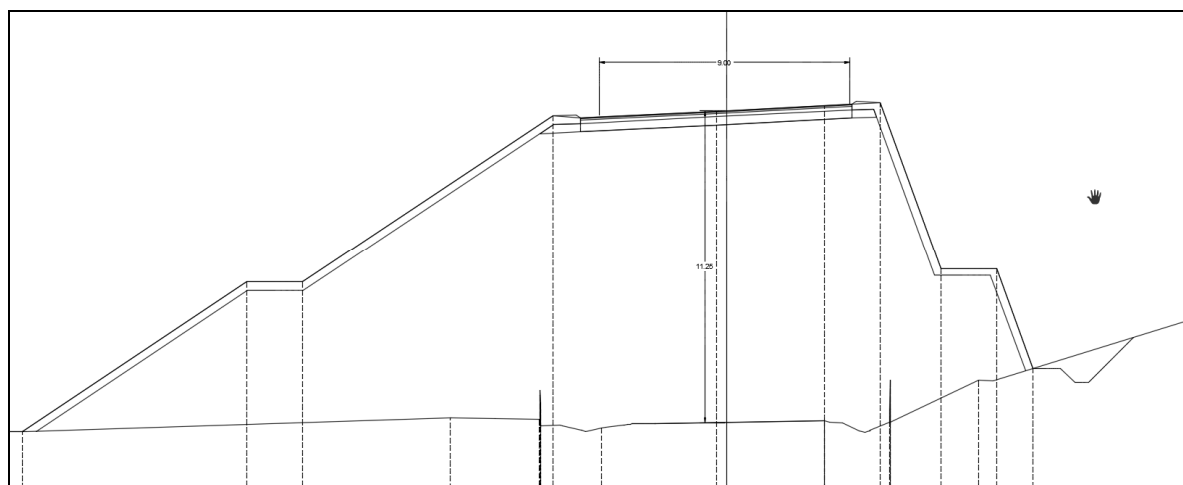


Figura 16. Schema di riferimento per la sezione 16

La stratigrafia di riferimento è riportata nella tabella seguente:

z tetto (m)	z letto (m)	hi (m)	materiale	descrizione	γ (kN/m ³)	E_o (kPa)	E_{is} (kPa)	$E_{operativ}$ (kPa)	mv	f_i (°)	c' (kPa)	k (m/s)	C_v (cm ² /s)	$C\alpha$ (%)
			RIL											
0	1	1	LS	limo con n	19	400000	133333	40000	0.000025	35	0	1.00E-04		
1	3.5	2.5	GL	sabbie e g	19	225000	75000	22500	0.000044	38	0	1.00E-05		
12	50	38	AL	argilla mo	20	86000	28667	8600	0.000116	28	25	1.00E-07	$2.5 \cdot 10^{-3}$ $2.5 \cdot 10^{-4}$	0.1-0.5

Tabella 9. Caratteristiche geotecniche di riferimento per l'area in esame

La profondità della falda è posta a 2.0m da p.c.

Si considerano i seguenti aspetti legati alla definizione dei cedimenti:

- Per le formazioni LS e GL: cedimento immediato (rif. E_{is}) e consolidazione primaria (mv , k);
- Per la formazione AL: consolidazione primaria (mv , C_v) e consolidazione secondaria ($C\alpha$), considerati i valori medi negli intervalli di riferimento.

Il modello ha previsto la simulazione delle seguenti fasi:

Fase	tempo (gg)	Descrizione
1	0	Stage 1- Rilevato - primo livello
2	30	Stage 2- Rilevato - secondo livello
3	60	Stage 3- Rilevato - terzo livello
4	90	Stage 4- Sovraccarico
5	150	Stage 5- 6 mesi
6	360	Stage 6- 1 anno
7	720	Stage 7- 2 anni
8	1080	Stage 8- 3 anni
9	1440	Stage 9- 4 anni

Tabella 10. Fasi di simulazione per la definizione del comportamento deformativo sotto l'azione dei carichi di progetto

E' stato realizzato un modello geometrico di dimensioni 220x220m, con un'estensione longitudinale del carico di circa 100m, al fine di poter simulare le condizioni di deformazioni piane a cui può essere assimilata la struttura sotto carico.

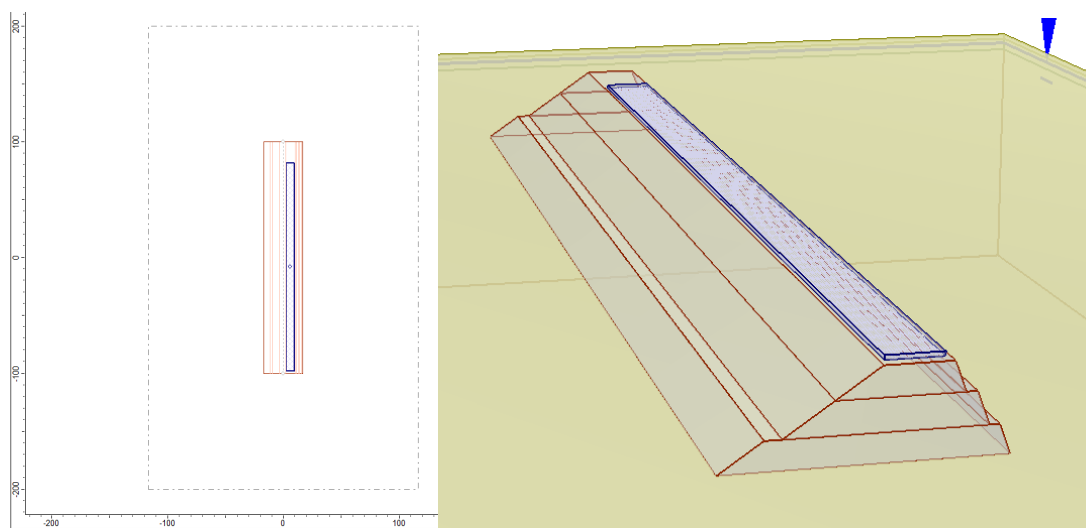


Figura 17. Geometria del modello di calcolo

I risultati sono di seguito riportati in forma grafica relativamente al cedimento in superficie in sezione trasversale alla linea (centro del grafico= asse del tracciato) e sezione verticale in asse all'opera

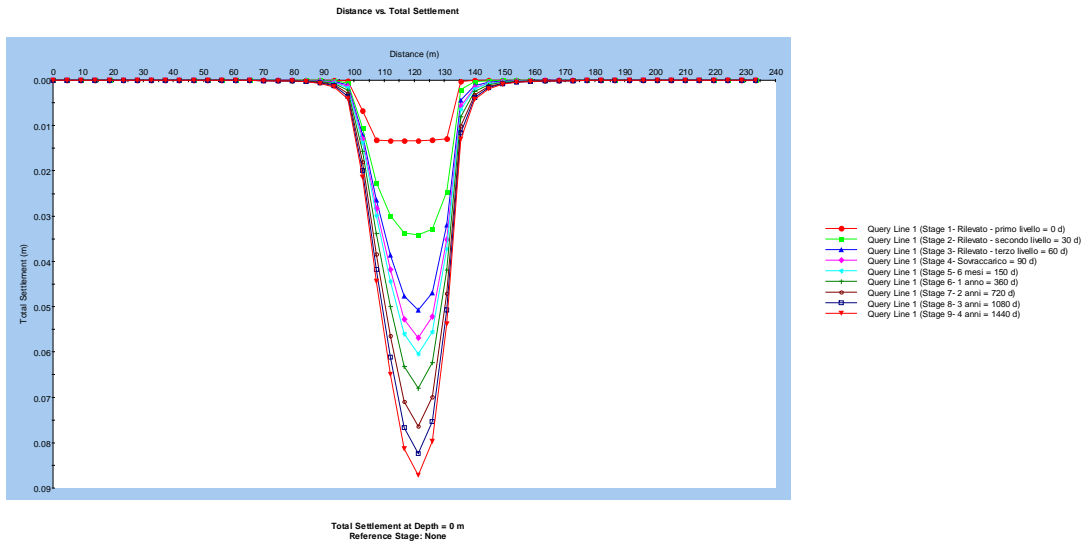


Figura 18. Risultati delle analisi (cedimento in superficie in sezione trasversale).

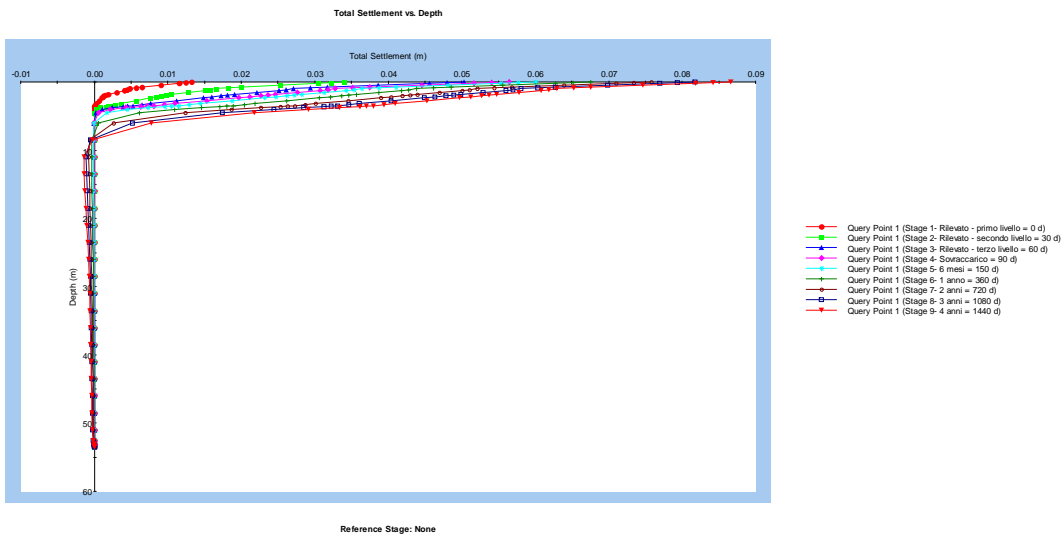


Figura 19. Risultati delle analisi (cedimento al variare della profondità)

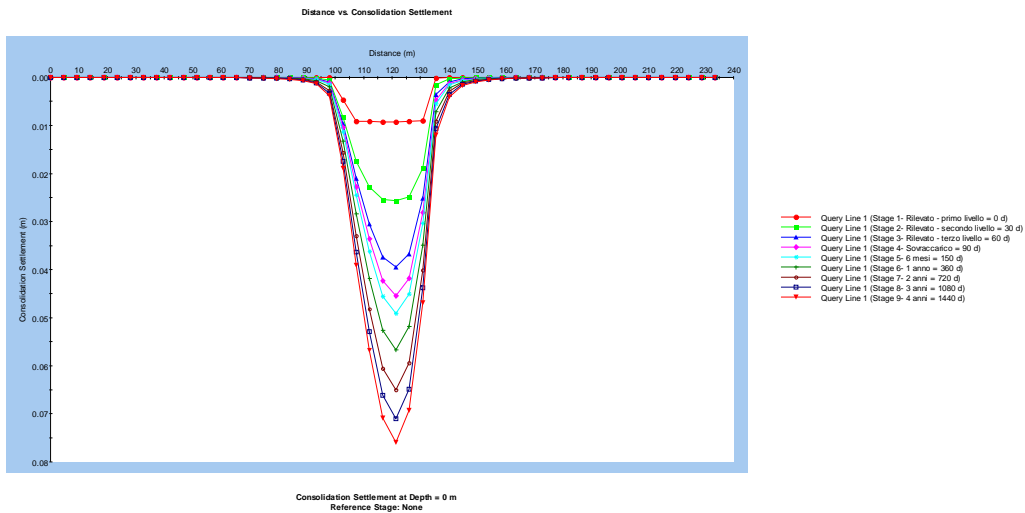


Figura 20. Risultati delle analisi (cedimento di consolidazione in sezione trasversale)

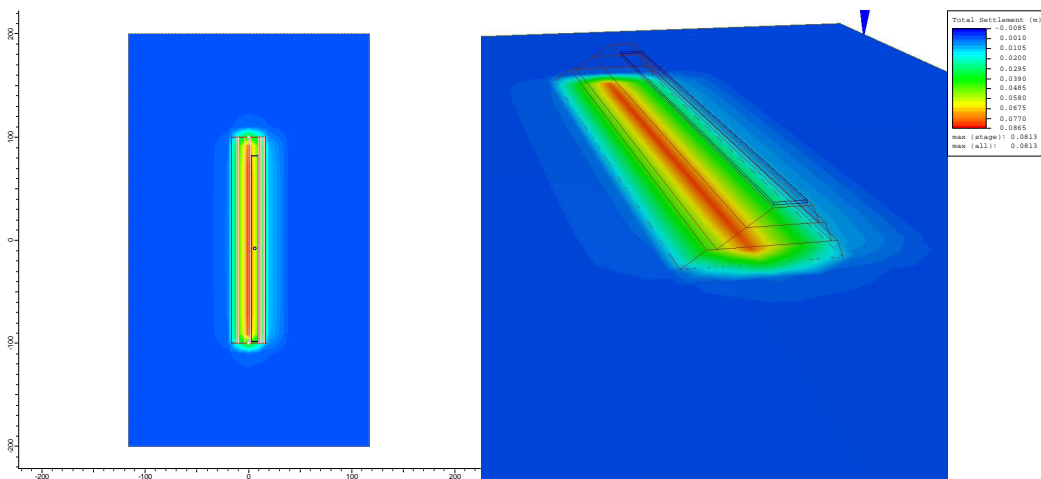


Figura 21. Risultati delle analisi (cedimento totale a 4 anni)

Si assiste ai seguenti fenomeni:

- Al termine della costruzione del rilevato, il valore del cedimento istantaneo (tre strati) e di consolidazione (due strati, per 2 mesi) è pari a 5.1cm;
- L'applicazione del sovraccarico stradale immediato determina un cedimento totale complessivo pari a 5.7cm.
- L'incrementale relativo alla consolidazione del rilevato fra la fase 3 e la fase 4 con l'aggiunta del cedimento immediato del carico stradale fornisce un incremento di cedimento dell'ordine di 0.60cm;
- Dopo un tempo di 3 mesi ulteriori il valore risulta circa 6.1cm;

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	IG51-03-E-CV-RO-IR1G-0X-003-A00 Relazione geologico geotecnica	Foglio 35 di 68

- I cedimenti differiti nel tempo (a parità di carico) determinano l'incremento del valore totale di cedimento a circa 8.7cm (rif. 4 anni), con un differenziale di circa 2.6 cm rispetto alla deformazione a tre mesi.
- La maggiore componente di cedimento risulta afferente al processo di consolidazione.

La struttura risulta deformabile, ed il livello di cedimento risulta accettabile.

6. MURODI CONTRORIPA DEFINITIVO

Il muro di controripa costituito da micropali oggetto della relazione, si sviluppa planimetricamente per una lunghezza complessiva di circa 122 m, tra le prog. 400.000 e prog. 480.000 della WBS IR1G a sostegno del terreno a lato della SP 153 e del tratto iniziale di via Serenella. Tale opera, nella seguente relazione, è stata suddivisa per comodità di comprensione in due tratti chiamati MC_1 e MC_2. Il tratto MC_1, da pk400+000 a pk 400+040, ha uno sviluppo di circa 42m e un'altezza massima di terreno da sostenere pari a 5metri, mentre il tratto MC_2 ha uno sviluppo di circa 80 metri e un'altezza massima di terreno da sostenere pari a 3metri. In Figura 22 viene mostrata l'ubicazione planimetrica di tale opera. Complessivamente sono state dimensionate 4 sezioni tipo da estendere a tutto lo sviluppo dell'opera in base alle altezze di scavo da sostenere. Le sezioni presentano altezze di scavo pari rispettivamente a : 5m, 4.5m, 3m e 2.1m.

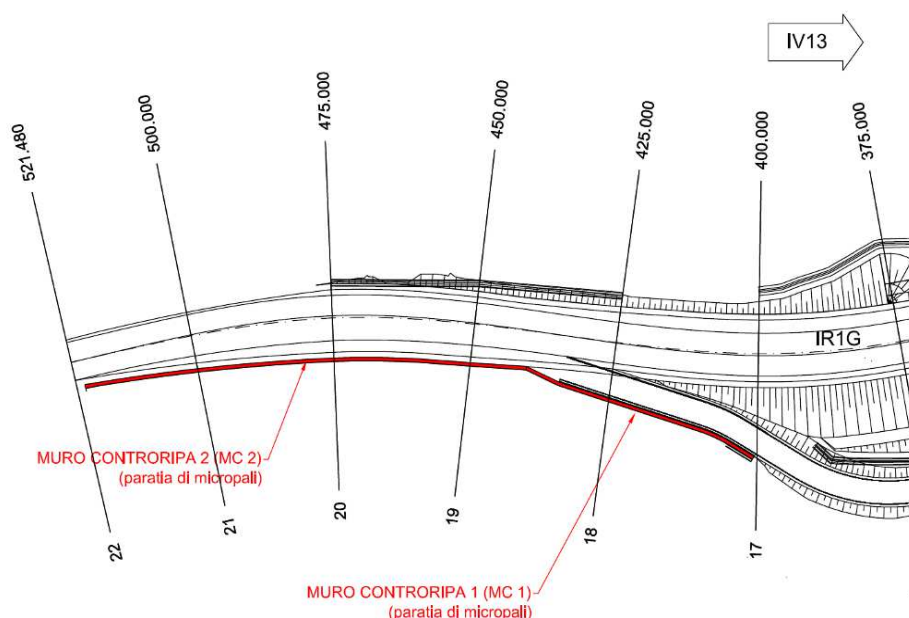


Figura 22 - Ubicazione planimetrica del muro di controripa definitivo.

Come anticipato, l'opera di sostegno sarà costituita da una paratia di micropali accostati secondo la classica configurazione "a berlinese".

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	IG51-03-E-CV-RO-IR1G-0X-003-A00 Relazione geologico geotecnica	Foglio 36 di 68

L'opera sarà realizzata mediante una successione di micropali di diametro di perforazione pari a $\varnothing=250$ mm armati con profilati in acciaio Fe430 di diametro $\varnothing=193.7$ mm e spessore $s=10.0$ mm posti ad interasse di 0.4 m e collegati in testa da un cordolo di coronamento in c.a. avente spessore 0.50 m. In alcuni tratti, dove le altezze da sostenere lo richiedono, la berlinese sarà contrastata da una successione di micropali inclinati immorsati nel cordolo di coronamento stesso. I micropali inclinati presentano inclinazione di 75° rispetto all'asse orizzontale del piano campagna, diametro di perforazione $\varnothing=250$ mm e sono armati con profilati in acciaio Fe430 di diametro $\varnothing=193.7$ mm e spessore $s=10$ mm, posti ad interasse variabile a seconda delle necessità come verrà descritto nel seguito della relazione.

La geometria degli scavi, i dettagli sugli elementi che costituiscono le paratia e le caratteristiche dei materiali, sono riportati, in planimetria, profilo e alcune sezioni rappresentative, negli elaborati specifici di progetto.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-03-E-CV-RO-IR1G-0X-003-A00 Relazione geologico geotecnica
	Foglio 37 di 68

6.1. Materiali impiegati

I materiali utilizzati nella costruzione dovranno essere oggetto di prove certificanti la rispondenza fra i valori di progetto delle resistenze adottate nel calcolo e le caratteristiche meccaniche dei prodotti posti in opera. In particolare valgono le indicazioni di seguito presentate.

Calcestruzzo per cordolo di testa paratia:

- Calcestruzzo C25/30:
- resistenza caratteristica cubica di calcolo: $R_{ck} = 30 \text{ MPa}$
- resistenza caratteristica cilindrica a 28gg: $f_{ck} = R_{ck} \times 0.83 = 24.90 \text{ MPa}$
- modulo di elasticità: $E_{ck} = 31220 \text{ MPa}$
- rapporto E_s/E_c per calcolo tensioni in esercizio: $E_a/E_c = 15$
- rapporto E_s/E_c per calcolo ampiezza fessure: $E_a/E_c = 7$
- Resistenza di calcolo calcestruzzo con:
 - $f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c = R_{ck} \times 0.83/\gamma_c$
 - $\gamma_c = 1.6$ per SLU
 - $\gamma_c = 1.0$ per SLE

Stati limite:

- resistenza caratteristica di calcolo SLU: $f_{cd} = R_{ck} \times 0.83 \times 0.85/\gamma_c = 13.23 \text{ MPa}$
- resistenza a trazione di calcolo: $f_{ctd} = 1.14 \text{ MPa}$
- resistenza a trazione per flessione di calcolo: $f_{ctfd} = 1.37 \text{ MPa}$

Acciaio per armature

Barre in acciaio tipo FeB44k ad aderenza migliorata, controllato in stabilimento:

- tensione caratteristica di rottura: $f_{tk} = 540 \text{ MPa}$
- tensione caratteristica di snervamento: $f_{yk} = 430 \text{ MPa}$
- rapporto tensione di rottura/ tensione di snervamento: $1.15 \leq f_{tk}/f_{yk} \leq 1.35$
- limite sup. tensione caratteristica di snervamento: $f_{yk}/(450 \text{ MPa}) \leq 1.15$
- Resistenza di calcolo calcestruzzo con:
 - $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$
 - $\gamma_s = 1.15$ per SLU
 - $\gamma_s = 1.0$ per SLE

Stati limite:

- resistenza caratteristica di calcolo SLU: $f_{yd} = 373.91 \text{ MPa}$

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 	
	<p>IG51-03-E-CV-RO-IR1G-0X-003-A00 Relazione geologico geotecnica</p>	<p>Foglio 38 di 68</p>

Acciaio per armatura tubolare:

- Profilati tubolari in acciaio Fe430:
- tensione caratteristica di rottura: $f_{tk} = 430 \text{ MPa}$
- tensione caratteristica di snervamento: $f_{yk} = 275 \text{ MPa}$
- Resistenza di calcolo con: $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$
 $\gamma_s = 1.0$ per SLU
 $\gamma_s = 1.0$ per SLE

Stati limite:

- resistenza caratteristica di calcolo SLU: $f_{yd} = 275 \text{ MPa}$
- resistenza caratteristica di calcolo SLS: $f_{yd} = 275 \text{ MPa}$

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	IG51-03-E-CV-RO-IR1G-0X-003-A00 Relazione geologico geotecnica Foglio 39 di 68

6.2. Metodo di analisi di stabilità della paratia e degli elementi strutturali

Le analisi di stabilità locale delle opere di sostegno e quelle per la valutazione delle sollecitazioni negli elementi resistenti (micropali e tiranti) sono state condotte mediante l'ausilio del codice di calcolo PARATIE (release 9.057 – CeAS, 2011).

Questo codice di calcolo, ormai ben noto nel campo delle applicazioni di ingegneria geotecnica per la risoluzione di problemi di questo tipo, permette di valutare in condizioni piane gli sforzi sui diaframmi singoli o doppi a “portale” attraverso la modellazione FEM della struttura e la schematizzazione del terreno con delle molle indipendenti simulando il processo di costruzione previsto. La legge costitutiva, rappresentativa del comportamento elasto-plastico, è identificata dai parametri di spinta e di deformabilità del terreno. Le condizioni di spinta attiva e passiva vengono stabilite in modo automatico dal programma confrontando la curva di mobilitazione delle spinte definita dai coefficienti di spinta attiva e passiva.

I parametri di spinta del terreno sono:

il coefficiente di spinta a riposo K_0 , corrispondente alla condizione iniziale indeformata; i coefficienti di spinta attiva K_A e passiva K_P , corrispondenti alle condizioni di equilibrio limite attivo e passivo, calcolati rispettivamente mediante le espressioni di Coulomb e Caquot e Kerisel, tenendo conto di un angolo di attrito tra terreno e paratia pari a $2/3$ dell'angolo di attrito del terreno stesso. Il coefficiente di spinta passiva non è ridotto in ingresso mediante coefficienti di sicurezza, ma la parte infissa della paratia viene dimensionata in tutti i casi in modo da garantire che il valore di spinta passiva mobilitata a valle della stessa non superi il 60 % del valore totale di spinta mobilitabile.

I parametri di deformabilità del terreno, che compaiono nella definizione della rigidezza delle molle, sono assegnati sulla base dei valori di modulo di Young (E) dei vari strati, tenendo conto della diversa rigidezza in fase di carico vergine oppure di scarico e ricarico. In particolare il modulo di ricarico è assunto pari ad 1.5 volte il modulo vergine.

A tergo della paratia si è considerata la presenza di un sovraccarico di 20kPa per simulare, la presenza di edifici esistenti. Per simulare il carico dovuto a tali edifici si è introdotto nel codice di calcolo un sovraccarico distribuito applicato, cautelativamente, a piano campagna.

I micropali inclinati sono stati simulati nelle analisi mediante elementi tirante, considerando come elemento resistente il solo profilo tubolare di armatura, assegnando un pretiro nullo e assumendo come lunghezza libera $1/2$ della lunghezza totale dell'elemento stesso.

6.3. Verifiche e soluzioni progettuali

6.3.1. Sezioni di verifica

Nel seguito viene riportata la verifica per le sezioni caratteristiche così definite:

Sezione 1: sezione di calcolo caratterizzata dalla massima altezza di scavo, pari a 5.00 m;

Sezione 2: sezione di calcolo caratterizzata dalla massima altezza di scavo, pari a 4.50 m;

Sezione 3: sezione di calcolo caratterizzata dalla massima altezza di scavo, pari a 3.00 m;

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	IG51-03-E-CV-RO-IR1G-0X-003-A00 Relazione geologico geotecnica Foglio 40 di 68

Sezione 4: sezione di calcolo caratterizzata dalla massima altezza di scavo, pari a 2.10 m;

Sezione di calcolo	Sezione 1
Opera di sostegno	Paratia di micropali Ø 250 mm armati con profilati in acciaio Fe430 Ø 193.7 mm sp=10.0 mm – interasse 0.40 m
Altezza paratia	H = 10.00 m
Inclinazione piano campagna originario	i = 10°
Sovraccarichi	q= 200 kPa (sovraccarico edifici esistenti)**
Stratigrafia di calcolo	GLA fino a -8.50 m t.p.
	AL > -3.50 m t.p..
Micropali inclinati	micropali Ø 250 mm armati con profilati in acciaio Fe430 Ø 193.7 mm sp=10.0 mm – interasse 2.40 m – L=10.0 m inclinazione 75° dall'orizzontale
Falda	-7.5m t.p.
t.p.. = quota di testa paratia	

Sezione di calcolo	Sezione 2
Opera di sostegno	Paratia di micropali Ø 250 mm armati con profilati in acciaio Fe430 Ø 193.7 mm sp=10.0 mm – interasse 0.40 m
Altezza paratia	H = 9.00 m
Inclinazione piano campagna originario	i = 10°
Sovraccarichi	q= 200 kPa (sovraccarico edifici esistenti)**
Stratigrafia di calcolo	GLA fino a -8.00 m t.p.
	AL > -8.00 m t.p..
Micropali inclinati	micropali Ø 250 mm armati con profilati in acciaio Fe430 Ø 193.7 mm sp=10.0 mm – interasse 2.80 m – L=8.0 m inclinazione 75° dall'orizzontale
Falda	-7.0m t.p.
t.p.. = quota di testa paratia	

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-03-E-CV-RO-IR1G-0X-003-A00 Relazione geologico geotecnica
	Foglio 41 di 68

Sezione di calcolo	Sezione 3
Opera di sostegno	Paratia di micropali Ø 250 mm armati con profilati in acciaio Fe430 Ø 193.7 mm sp=10.0 mm – interasse 0.40 m
Altezza paratia	H = 6.00 m
Inclinazione piano campagna originario	i = 40°
Sovraccarichi	q= 200 kPa (sovraccarico edifici esistenti)**
Stratigrafia di calcolo	GLA fino a -6.50 m t.p.
	AL > -6.50 m t.p..
Micropali inclinati	micropali Ø 250 mm armati con profilati in acciaio Fe430 Ø 193.7 mm sp=10.0 mm – interasse 3.20 m – L=5.0 m inclinazione 75° dall'orizzontale
Falda	-5.5m t.p.
t.p.. = quota di testa paratia	

Sezione di calcolo	Sezione 4
Opera di sostegno	Paratia di micropali Ø 250 mm armati con profilati in acciaio Fe430 Ø 193.7 mm sp=10.0 mm – interasse 0.40 m
Altezza paratia	H = 5.00 m
Inclinazione piano campagna originario	i = 40°
Sovraccarichi	q= 200 kPa (sovraccarico edifici esistenti)**
Stratigrafia di calcolo	GLA fino a -5.60 m t.p.
	AL > -5.60 m t.p..
Micropali inclinati	Non presenti
Falda	-4.6m t.p.
t.p.. = quota di testa paratia	

6.3.2. Risultati delle analisi

I risultati delle analisi numeriche svolte sono riportati nell'Allegato 1 sotto forma di grafici a cui viene associato il tabulato del file di input; sono forniti i seguenti grafici:

- Schema di calcolo;
- Inviluppo delle tensioni orizzontali;
- Inviluppo del momento flettente;
- Inviluppo del taglio;
- Inviluppo degli spostamenti orizzontali;
- Evoluzione della trazione nel micropalo inclinato.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	IG51-03-E-CV-RO-IR1G-0X-003-A00 Relazione geologico geotecnica Foglio 42 di 68

Nella tabella successiva sono riassunti i valori delle grandezze di maggior interesse derivati dalle analisi svolte; tutti i risultati riportati sono relativi ad un metro lineare di paratia (unità di misura kN e metro).

Sezione	u_{max} [cm]	M_{max} [kNm/m]	Z_{Mmax} [m]	T_{Mmax} [kN/m]	T_{max} [kN/m]	Z_{Tmax} [m]
1	2.64	103.7	-3.09	3.32	70.95	-5.69
2	1.35	68.31	-2.99	2.19	52.62	-5.09
3	0.32	29.12	-1.92	1.87	29.17	-3.42
4	2.04	41.39	-3.2	3.15	36.3	-4.3

L'analisi del comportamento della paratia in oggetto ha messo in luce che la paratia sarà soggetta a spostamenti orizzontali massimi dell'ordine dei 1/2 centimetri. Tali spostamenti derivano da analisi in condizioni sismiche effettuate applicando un sovraccarico distribuito dimezzato rispetto a quello applicato per le analisi in condizioni statiche, ovvero 10 kPa invece che 20 kPa, e utilizzando i seguenti valori per i coefficienti di accelerazione sismica $k_h=0,09$ e $k_v=0.045$.

Sulla base di questi risultati e tenendo conto che le deformazioni verticali a tergo della paratia sono correlate alle deformazioni orizzontali della stessa, si può affermare che per effetto dello scavo della paratia si svilupperanno cedimenti verticali di ridotta entità.

6.3.3. Verifiche strutturali dei micropali

Per i tubi di armatura dei micropali è previsto l'impiego di acciaio Fe430 per i quali la tensione di progetto è pari a $f_{yd} = 275.0 \text{ N/mm}^2$ le verifiche strutturali sono condotte agli Stati Limite Ultimi (S.L.U.). Nelle verifiche strutturali della berlinese si è considerata reagente la sola armatura del micropalo. Per ottenere le sollecitazioni sul singolo profilato si moltiplica il valore riportato nei grafici risultanti dal calcolo (azioni al metro lineare) per il passo dei micropali. Le verifiche sono soddisfatte quando non viene superato il valore di tensione di progetto dalla tensione ideale (σ_{id}) per la sezione più sollecitata, calcolata con il criterio di Von Mises. Il valore della tensione ideale per la sezione in esame assume la forma:

$$\sigma_{id} = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau_f^2}$$

dove:

$$\sigma = \frac{M_{max}}{W}$$

$$\tau_f = \frac{T_{max} \cdot S}{a \cdot J}$$

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-03-E-CV-RO-IR1G-0X-003-A00 Relazione geologico geotecnica
	Foglio 43 di 68

essendo a la corda della sezione, pari al doppio spessore del tubo metallico. La verifica è soddisfatta se risulta $\sigma_{id} \leq f_{yd}$. Le caratteristiche geometriche e di resistenza dei micropali in acciaio impiegati sono riportate nella tabella che segue.

ϕ (mm)	s_p (mm)	A (cm ²)	W (cm ³)	J (cm ⁴)	E (N/mm ²)
193.7	10.0	57.70	252	2442	210000
ϕ = diametro esterno del tubo s_p = spessore del tubo A = area del tubo W = modulo resistente della sezione J = momento di inerzia della sezione E = modulo di elasticità dell'acciaio					

Nella tabella che segue sono riassunte le sollecitazioni massime di calcolo per le sezioni considerate.

Sezione	M_{max} (kN·m)	T_{Mmax} (kN)	σ_{id} (MPa)	Tasso di lavoro (%)
1	41.48	1.32	$164.6 < f_{yd}$	59.8
2	27.32	0.87	$108.41 < f_{yd}$	39.4
3	11.64	0.74	$46.19 < f_{yd}$	16.7
4	16.55	1.26	$65.67 < f_{yd}$	23.8

La tensione ideale risulta inferiore alla tensione di progetto. Si rappresenta anche il tasso di lavoro, valutato rispetto alla f_{yd} .

6.3.4. Verifiche strutturali dei micropali inclinati

Per quanto concerne le verifiche dei micropali inclinati, si effettua la verifica strutturale e la verifica della fondazione.

Verifica strutturale dei micropali inclinati

La verifica dei micropali inclinati viene effettuata considerando unicamente il contributo di resistenza offerto dal profilato tubolare in acciaio, realizzato in acciaio Fe430 per il quale la tensione di progetto è pari a:

$$f_{yd} = 275.0 \text{ MPa}$$

La verifica viene eseguita agli Stati Limite Ultimi (S.L.U.):

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-03-E-CV-RO-IR1G-0X-003-A00 Relazione geologico geotecnica
	Foglio 44 di 68

$$E_d < R_d$$

R_d = Resistenza di calcolo nell'elemento di ancoraggio pari a:

$$R_d = A \times f_{yd}$$

A = Area della sezione resistente dell'elemento di ancoraggio;

f_{yd} = Resistenza di snervamento del materiale che costituisce l'armatura del micropalo inclinato;

E_d = Sollecitazione assiale di calcolo nell'elemento di ancoraggio.

Nella tabella che segue sono riassunti i risultati delle verifiche condotte.

Sezione	Passo (m)	e_k (kN/m)	E_d (kN)	R_d (kN)
1	2.4	241.66	579.84	1511.2
2	2.0	217.27	434.54	1511.2
3	3.2	106.77	341.66	1511.2
4	-	-	-	-

La verifica di resistenza risulta soddisfatta, essendo $E_d < R_d$.

Verifica della fondazione dei micropali inclinati

La verifica viene eseguita agli Stati Limite Ultimi (S.L.U.):

Si verifica che:

$$E_d < R_d$$

$$R_d = \frac{\pi \cdot d_f \cdot l_b \cdot \tau_{lim}}{\gamma_R}$$

- E_d = Sollecitazione assiale di calcolo nell'elemento di ancoraggio
- $\gamma_R=2.5$ per opere definitive
- τ_{lim} = aderenza limite bulbo-terreno;
- $d_f = \alpha \cdot d$;
- α = coefficiente funzione del tipo di terreno e delle modalità di iniezione;
- d = diametro della perforazione;
- l_b = lunghezza di ancoraggio.

Per la verifica della lunghezza del bulbo di ancoraggio delle fondazioni dei micropali inclinati si fa riferimento ai valori di tensione limite di aderenza τ_{lim} stimati da Bustamante da cui cautelativamente si adotta un valore della τ_{lim} pari a 180 kPa.

La tabella seguente riassume le verifiche allo sfilamento dei micropali inclinati.

Sezione	τ_{lim} (kPa)	d (mm)	α (-)	γ_R (-)	R_d (kN)	E_d (kN)
1	180	250	1.1	2.5	621.7	580
2	180	250	1.1	2.5	497.4	434.5
3	180	250	1.1	2.5	373	341.5
4	-	-	-	-	-	-

La verifica della fondazione del micropalo inclinato risulta soddisfatta, essendo $E_d < R_d$.

6.3.5. Verifiche stabilità globale

Si riportano di seguito i risultati delle verifiche di stabilità globale effettuate, con il metodo di Bishop, per ciascuna delle 4 sezioni considerate. Le verifiche sono state fatte sia in condizioni sismiche che statiche e i fattori di sicurezza risultano sempre maggiori di 1,3 come richiesto dalle normative.

- Sezione 1

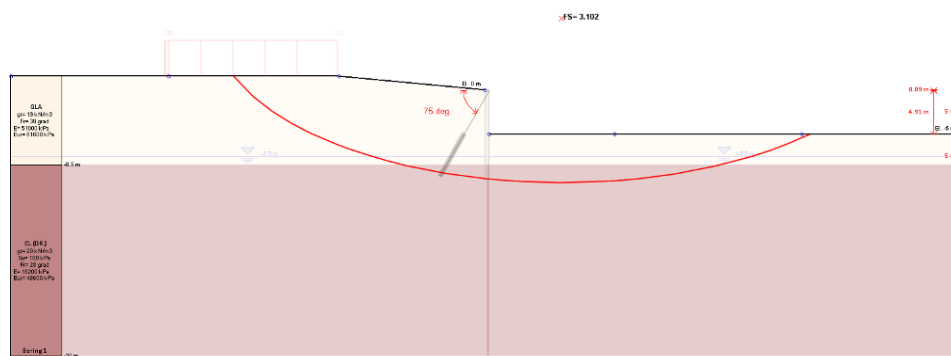


Figura 23 – Analisi di stabilità globale in condizioni statiche, sezione 1 (H di scavo 5m). FS=3.1

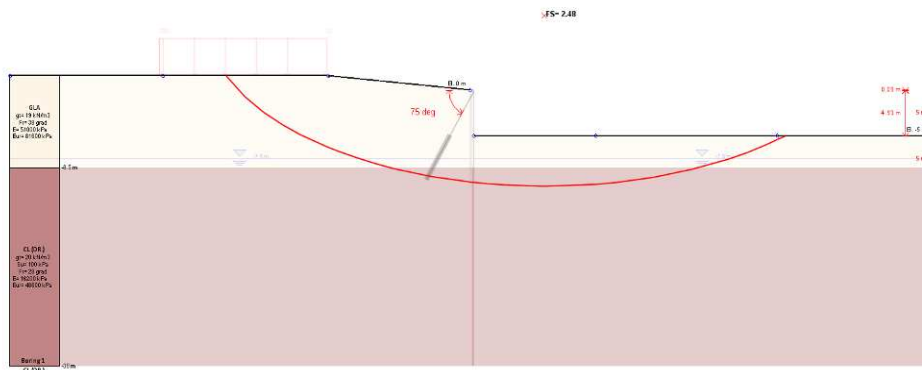


Figura 24 – Analisi di stabilità globale in condizioni sismiche, sezione 1 (H di scavo 5m). FS=2.4

- **sezione 2**

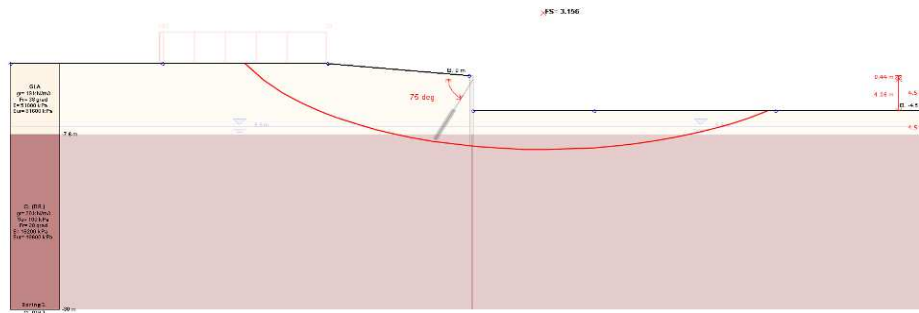


Figura 25 – Analisi di stabilità globale in condizioni statiche, sezione 2 (H di scavo 4.5m). FS=3.1

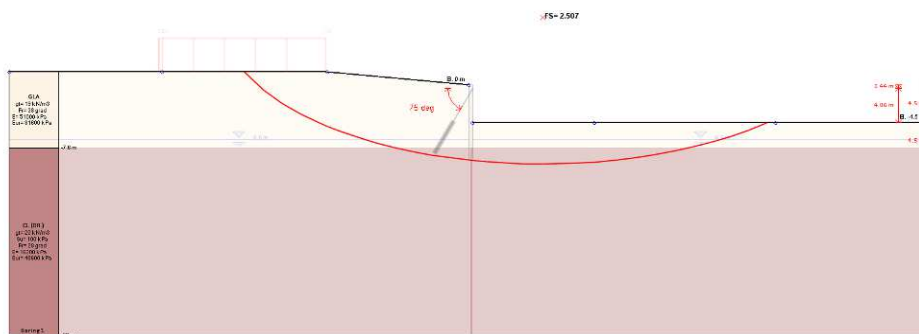


Figura 26 – Analisi di stabilità globale in condizioni sismiche, sezione 2 (H di scavo 4.5m). FS=2.5

- **sezione 3**



Figura 27 – Analisi di stabilità globale in condizioni statiche, sezione 3 (H di scavo 3.0m). FS=2.5

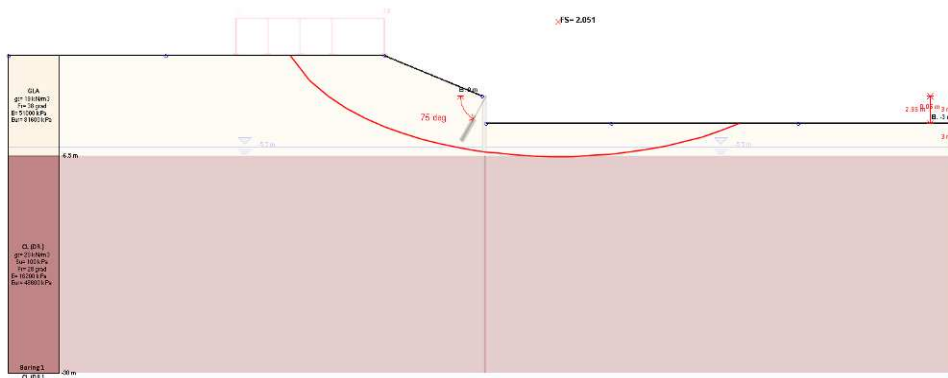


Figura 28 – Analisi di stabilità globale in condizioni sismiche, sezione 3 (H di scavo 3.0m). FS=2.0

- **sezione 4**

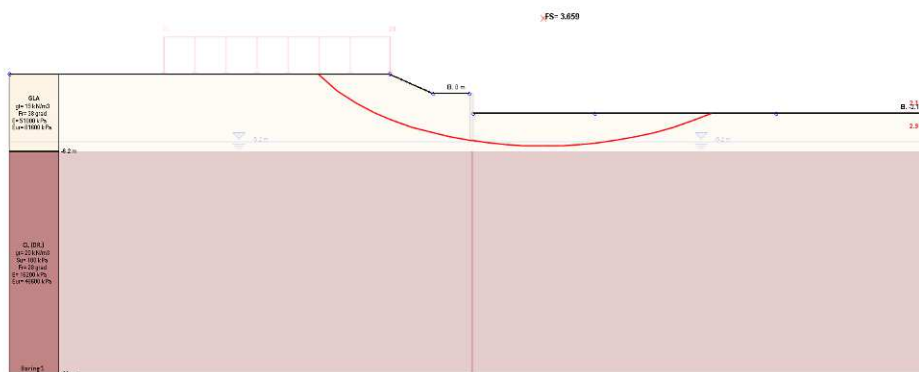


Figura 29 – Analisi di stabilità globale in condizioni statiche, sezione 4 (H di scavo 2.1m). FS=3.6

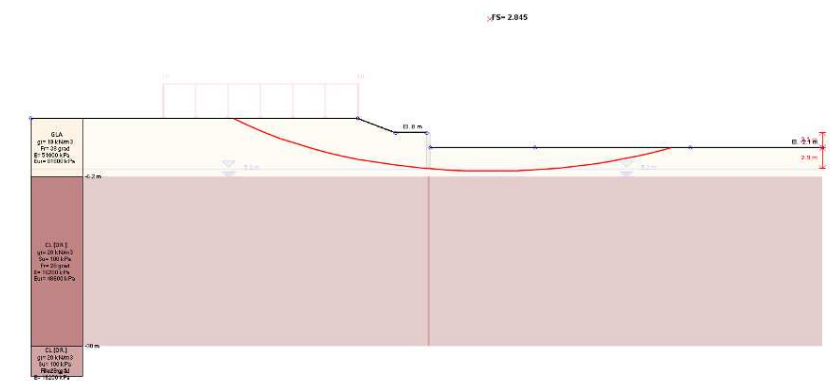


Figura 30 – Analisi di stabilità globale in condizioni sismiche, sezione 4 (H di scavo 2.1m). FS=2.8

6.3.6. Cordolo di testa

Per la verifica del cordolo di collegamento in c.a. si considerano le azioni sollecitanti derivanti dallo sforzo trasmesso dal micropalo a cavallotto, inclinato di 75° sull'orizzontale.

Il tiro massimo derivante dalle analisi risulta essere quello relativo alla sezione di calcolo 1:

$$T_{\max} = 241.6 \text{ kN/m}$$

Moltiplicando tale valore per l'interasse fra i micropali a cavallotto ($i = 2.4\text{m}$) si ottiene:

$$E_d = 579.8 \text{ kN}$$

Per il calcolo, si considera lo schema di trave su più appoggi sollecitata da un carico concentrato costituito dalla forza trasmessa dal micropalo di contrasto. Si considerano le due componenti orizzontali e verticali dello sforzo ed i relativi momenti flettenti indotti, valutati come:

$$M_d = \frac{p \cdot i^2}{10}$$

$$p = \frac{E_d}{i}$$

i = interasse micropali inclinati = 2.40 m.

La verifica della sezione in c.a. viene seguita agli S.L.U. a flessione deviata. La sezione in c.a. ha dimensioni 60x60 cm. Per l'armatura si rimanda agli elaborati di progetto specifici.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	IG51-03-E-CV-RO-IR1G-0X-003-A00 Relazione geologico geotecnica
	Foglio 49 di 68

E_d (kN)	E_{dh} (kN)	E_{dv} (kN)	M_{dh} (kNm)	M_{dv} (kNm)	c.s.
579.8	150.0	560.0	36	134.4	1.42

Nel seguito si riportano la verifiche a taglio eseguite agli S.L.U.. Si disporrà un'armatura a taglio costituita da staffe Φ 16/20cm.

			<i>Verif. conglomerato</i>	<i>Verif. armatura trasversale</i>
V_{dh} (kN)	bw (cm)	V_{rdo} (kN)	V_{rd1} (kN)	V_{rsd} (kN)
75	50.0	85.0	895	-

			<i>Verif. conglomerato</i>	<i>Verif. armatura trasversale</i>
V_{dv} (kN)	bw (cm)	V_{rdo} (kN)	V_{rd1} (kN)	V_{rsd} (kN)
280	50.0	85	720.37	320.08 (c.s.1.14)

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-03-E-CV-RO-IR1G-0X-003-A00 Relazione geologico geotecnica
	Foglio 50 di 68

7. MURODI CONTRO RIPA PROVVISORIO

La relazione ha come oggetto la realizzazione di un muro di controripa provvisorio costituito da micropali, a sostegno della viabilità modificata. Il tratto della paratia ha uno sviluppo di circa 71m e un'altezza massima di terreno da sostenere pari a 4.5metri. In Figura 22 viene mostrata l'ubicazione planimetrica di tale opera.

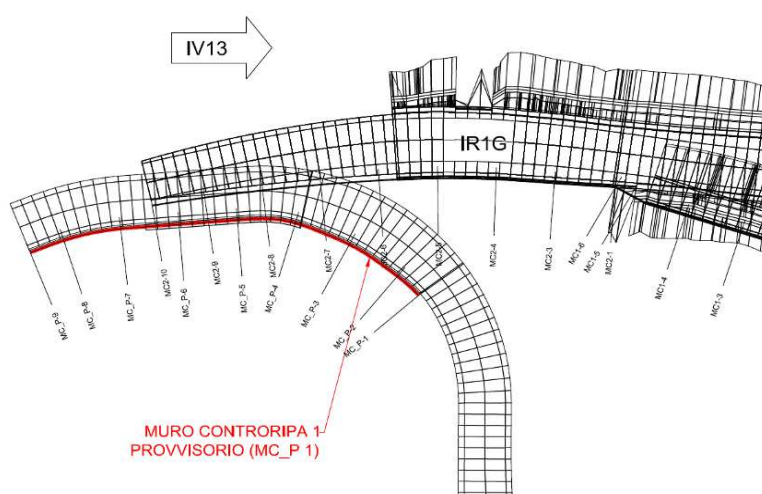


Figura 31 - Ubicazione planimetrica del muro di controripa provvisorio.

Come anticipato, l'opera di sostegno sarà costituita da una paratia di micropali accostati secondo la classica configurazione "a berlinese".

L'opera sarà realizzata mediante una successione di micropali di diametro di perforazione pari a $\varnothing=250$ mm armati con profilati in acciaio Fe430 di diametro $\varnothing=193.7$ mm e spessore $s=10.0$ mm posti ad interasse di 0.4 m e collegati in testa da un cordolo di coronamento in c.a. avente spessore 0.60 m. In alcuni tratti, dove le altezze da sostenere lo richiedono, la berlinese sarà contrastata da una successione di micropali inclinati immorsati nel cordolo di coronamento stesso. I micropali inclinati presentano inclinazione di 75° rispetto all'asse orizzontale del piano campagna, diametro di perforazione $\varnothing=250$ mm e sono armati con profilati in acciaio Fe430 di diametro $\varnothing=193.7$ mm e spessore $s=10$ mm, posti ad interasse di 4m.

La geometria degli scavi, i dettagli sugli elementi che costituiscono le paratia e le caratteristiche dei materiali, sono riportati, in planimetria, profilo e alcune sezioni rappresentative, negli elaborati specifici di progetto.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	IG51-03-E-CV-RO-IR1G-0X-003-A00 Relazione geologico geotecnica Foglio 51 di 68

7.1. Materiali impiegati

Per quanto riguarda i materiali impiegati per la realizzazione dell'opera si faccia riferimento al paragrafo 6.1.

7.2. Metodo di analisi di stabilità della paratia e degli elementi strutturali

Per gli aspetti riguardanti i metodi di stabilità adottati per la valutazione della stabilità della paratia e per gli elementi strutturali si faccia riferimento a quanto detto nel paragrafo 6.2

7.3. Verifiche e soluzioni progettuali

7.3.1. Sezioni di verifica

Nel seguito viene riportata la verifica per le sezioni caratteristiche così definite:

Sezione 1: sezione di calcolo caratterizzata dalla massima altezza di scavo, pari a 4.50 m;

Sezione 2: sezione di calcolo caratterizzata dalla massima altezza di scavo, pari a 3.00 m;

- **Sezione 1**

Sezione di calcolo	Sezione 1
Opera di sostegno	Paratia di micropali Ø 250 mm armati con profilati in acciaio Fe430 Ø 193.7 mm sp=10.0 mm – interasse 0.40 m
Altezza paratia	H = 9.00 m
Inclinazione piano campagna originario	i = 10°
Sovraccarichi	q= 200 kPa (sovraccarico edifici esistenti)**
Stratigrafia di calcolo	GLA fino a -8.00 m t.p.
	AL > -8.00 m t.p..
Micropali inclinati	micropali Ø 250 mm armati con profilati in acciaio Fe430 Ø 193.7 mm sp=10.0 mm – interasse 4.00 m – L=8.0 m inclinazione 75° dall'orizzontale
Falda	-7.0m t.p.
t.p.. = quota di testa paratia	

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-03-E-CV-RO-IR1G-0X-003-A00 Relazione geologico geotecnica
	Foglio 52 di 68

- **Sezione 2**

Sezione di calcolo	Sezione 2
Opera di sostegno	Paratia di micropali Ø 250 mm armati con profilati in acciaio Fe430 Ø 193.7 mm sp=10.0 mm – interasse 0.40 m
Altezza paratia	H = 7.00 m
Inclinazione piano campagna originario	i = 40°
Sovraccarichi	q= 200 kPa (sovraccarico edifici esistenti)**
Stratigrafia di calcolo	GLA fino a -6.50 m t.p.
	AL > -6.50 m t.p..
Micropali inclinati	Non presenti
Falda	-5.5m t.p.
t.p.. = quota di testa paratia	

7.3.2. Risultati delle analisi

I risultati delle analisi numeriche svolte sono riportati nell'Allegato 1 sotto forma di grafici a cui viene associato il tabulato del file di input; sono forniti i seguenti grafici:

- Schema di calcolo;
- Inviluppo delle tensioni orizzontali;
- Inviluppo del momento flettente;
- Inviluppo del taglio;
- Inviluppo degli spostamenti orizzontali;
- Evoluzione della trazione nel micropalo inclinato.

Nella tabella successiva sono riassunti i valori delle grandezze di maggior interesse derivati dalle analisi svolte; tutti i risultati riportati sono relativi ad un metro lineare di paratia (unità di misura kN e metro).

Sezione	u_{max} [cm]	M_{max} [kNm/m]	z_{Mmax} [m]	T_{Mmax} [kN/m]	T_{max} [kN/m]	z_{Tmax} [m]
1	0.62	45.05	-2.99	0.55	44.8	-4.94
2	2.11	56.68	-4.05	4.13	33.06	-5.1

L'analisi del comportamento della paratia in oggetto ha messo in luce che la paratia sarà soggetta a spostamenti orizzontali massimi dell'ordine dei 1/2 centimetri. Tali spostamenti derivano da analisi in condizioni statiche dato che si tratta di un'opera provvisoria non sono state effettuate analisi in condizioni sismiche.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-03-E-CV-RO-IR1G-0X-003-A00 Relazione geologico geotecnica
	Foglio 53 di 68

Sulla base di questi risultati e tenendo conto che le deformazioni verticali a tergo della paratia sono correlate alle deformazioni orizzontali della stessa, si può affermare che per effetto dello scavo della paratia si svilupperanno cedimenti verticali di ridottissima entità.

7.3.3. Verifiche strutturali dei micropali

Per i tubi di armatura dei micropali è previsto l'impiego di acciaio Fe430 per i quali la tensione di progetto è pari a:

$$f_{yd} = 275.0 \text{ N/mm}^2$$

Le verifiche strutturali sono condotte agli Stati Limite Ultimi (S.L.U.). Nelle verifiche strutturali della berlinese si è considerata reagente la sola armatura del micropalo. Per ottenere le sollecitazioni sul singolo profilato si moltiplica il valore riportato nei grafici risultanti dal calcolo (azioni al metro lineare) per il passo dei micropali. Le verifiche sono soddisfatte quando non viene superato il valore di tensione di progetto dalla tensione ideale (σ_{id}) per la sezione più sollecitata, calcolata con il criterio di Von Mises. Il valore della tensione ideale per la sezione in esame assume la forma:

$$\sigma_{id} = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau_f^2}$$

dove:

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W}$$

$$\tau_f = \frac{T_{\max} \cdot S}{a \cdot J}$$

essendo a la corda della sezione, pari al doppio spessore del tubo metallico.

La verifica è soddisfatta se risulta $\sigma_{id} \leq f_{yd}$.

Le caratteristiche geometriche e di resistenza dei micropali in acciaio impiegati sono riportate nella tabella che segue.

ϕ (mm)	s_p (mm)	A (cm ²)	W (cm ³)	J (cm ⁴)	E (N/mm ²)
193.7	10.0	57.70	252	2442	210000
ϕ = diametro esterno del tubo s_p = spessore del tubo A = area del tubo W = modulo resistente della sezione J = momento di inerzia della sezione E = modulo di elasticità dell'acciaio					

Nella tabella che segue sono riassunte le sollecitazioni massime di calcolo per le sezioni considerate.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-03-E-CV-RO-IR1G-0X-003-A00 Relazione geologico geotecnica

Foglio
54 di 68

Sezione	M_{max} (kN·m)	T_{Mmax} (kN)	σ_{id} (MPa)	Tasso di lavoro (%)
1	18.02	0.22	$71.5 < f_{yd}$	26
2	22.67	1.65	$89.9 < f_{yd}$	32.5

La tensione ideale risulta inferiore alla tensione di progetto. Si rappresenta anche il tasso di lavoro, valutato rispetto alla f_{yd} .

7.3.4. Verifiche strutturali dei micropali inclinati

Per quanto concerne le verifiche dei micropali inclinati, si effettua la verifica strutturale e la verifica della fondazione.

Verifica strutturale dei micropali inclinati

La verifica dei micropali inclinati viene effettuata considerando unicamente il contributo di resistenza offerto dal profilato tubolare in acciaio, realizzato in acciaio Fe430 per il quale la tensione di progetto è pari a:

$$f_{yd} = 275.0 \text{ MPa}$$

La verifica viene eseguita agli Stati Limite Ultimi (S.L.U.):

$$E_d < R_d$$

R_d = Resistenza di calcolo nell'elemento di ancoraggio pari a:

$$R_d = A \times f_{yd}$$

A = Area della sezione resistente dell'elemento di ancoraggio;

f_{yd} = Resistenza di snervamento del materiale che costituisce l'armatura del micropalo inclinato;

E_d = Sollecitazione assiale di calcolo nell'elemento di ancoraggio.

Nella tabella che segue sono riassunti i risultati delle verifiche condotte.

Sezione	Passo (m)	e_k (kN/m)	E_d (kN)	R_d (kN)
1	4.0	123.6	494.4	1511.2
2	-	-	-	-

La verifica di resistenza risulta soddisfatta, essendo $E_d < R_d$.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	IG51-03-E-CV-RO-IR1G-0X-003-A00 Relazione geologico geotecnica Foglio 55 di 68

Verifica della fondazione dei micropali inclinati

La verifica viene eseguita agli Stati Limite Ultimi (S.L.U.):

Si verifica che:

$$E_d < R_d$$

$$R_d = \frac{\pi \cdot d_f \cdot l_b \cdot \tau_{lim}}{\gamma_R}$$

- E_d = Sollecitazione assiale di calcolo nell'elemento di ancoraggio
- $\gamma_R=2.0$ per opere definitive
- τ_{lim} = aderenza limite bulbo-terreno;
- $d_f = \alpha \cdot d$;
- α = coefficiente funzione del tipo di terreno e delle modalità di iniezione;
- d = diametro della perforazione;
- l_b = lunghezza di ancoraggio.

Per la verifica della lunghezza del bulbo di ancoraggio delle fondazioni dei micropali inclinati si fa riferimento ai valori di tensione limite di aderenza τ_{lim} stimati da Bustamante da cui cautelativamente si adotta un valore della τ_{lim} pari a 180 kPa.

La tabella seguente riassume le verifiche allo sfilamento dei micropali inclinati.

Sezione	τ_{lim} (kPa)	d (mm)	α (-)	γ_R (-)	R_d (kN)	E_d (kN)
1	180	250	1.1	2.0	621.7	494.4
2	-	-	-	-	-	-

La verifica della fondazione del micropalo inclinato risulta soddisfatta, essendo $E_d < R_d$.

7.3.5. Verifiche stabilità globale

Si riportano di seguito i risultati delle verifiche di stabilità globale effettuate, con il metodo di Bishop, per ciascuna delle 4 sezioni considerate. Le verifiche sono state fatte sia in condizioni sismiche che statiche e i fattori di sicurezza risultano sempre maggiori di 1,3 come richiesto dalle normative.

- Sezione 1

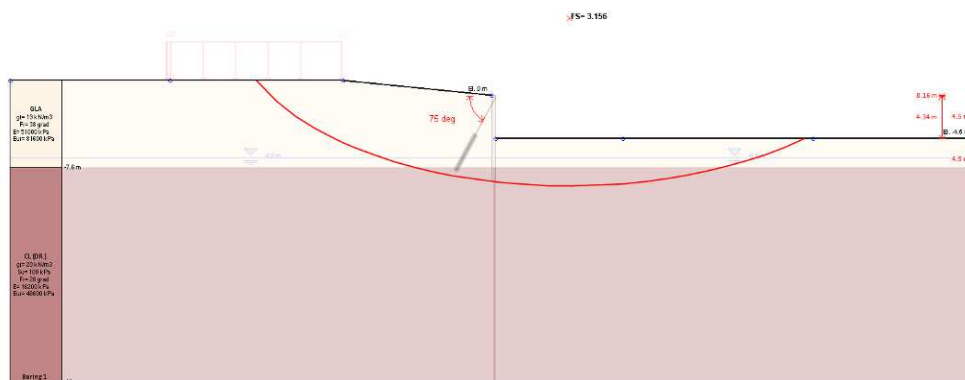


Figura 32 – Analisi di stabilità globale in condizioni statiche, sezione 1 (H di scavo 4.5m). FS=3.1

- Sezione 2



Figura 33 – Analisi di stabilità globale in condizioni statiche, sezione 2 (H di scavo 3.0m). FS=4.0

7.3.6. Cordolo di testa

Per il cordolo di testa si faccia riferimento alle considerazioni fatte per il muro di controripa definitivo riportate al paragrafo 6.3.6.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	IG51-03-E-CV-RO-IR1G-0X-003-A00 Relazione geologico geotecnica	Foglio 57 di 68

8. TERRA RINFORZATA

All'interno della WBS IR1G, come detto in precedenza, è presente un tratto di rampa (indicato in Figura 34) in cui viene messa in opera una terra rinforzata. Tale intervento ha uno sviluppo di circa 80m e l'altezza massima raggiunta è di circa 11m.



Figura 34 – Ubicazione terra rinforzata.

Le opere di sostegno in terra rinforzata sono opere di ingegneria civile che trovano molta applicazione nella stabilizzazione di versanti o nel sostegno di rilevati di terreno. Da un punto di vista tecnologico si tratta della realizzazione di opere in cui l'organismo strutturale resistente è un mezzo bifase, costituito da terreno e materiali geosintetici. I materiali geosintetici di cui si parla nelle opere di sostegno in terra rinforzata altro non sono che fogli di materiale polimerico, opportunamente trattato e assemblato mediante trame di diverso tipo, come ad esempio geotessuti (fogli di materiale geosintetico senza fori), o geogriglie (fogli di materiale geosintetico la cui trama di assemblaggio genera una rete con fori). Dal punto di vista del calcolo statico dell'opera è da tenere presente la complicazione che deriva dall'inserimento di un materiale che ha caratteristiche totalmente diverse dal terreno. In particolare il materiale geosintetico possiede buone caratteristiche di resistenza rispetto a sollecitazioni di trazione, compensando quindi ciò che al materiale terreno manca (ossia la resistenza a trazione). Nella figura che segue è mostrato uno schema di un'opera in terra rinforzata, con tutti gli elementi che la caratterizzano:

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-03-E-CV-RO-IR1G-0X-003-A00 Relazione geologico geotecnica
	Foglio 58 di 68

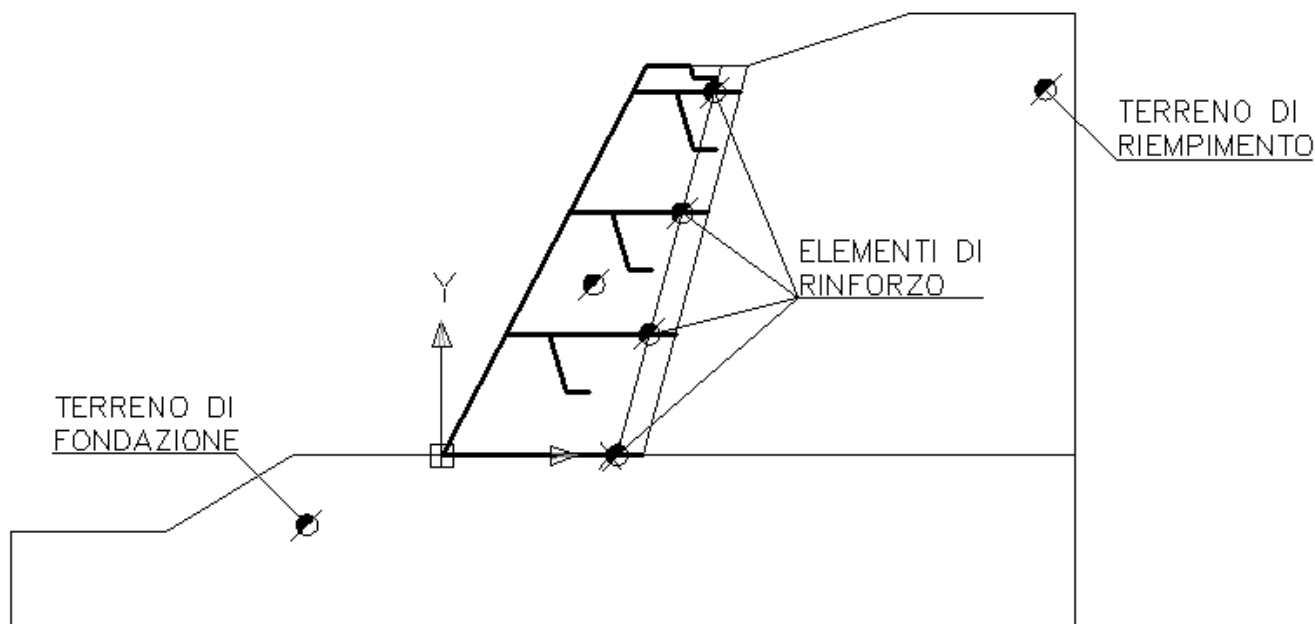


Figura 35 - Schematizzazione di un opera di sostegno in terra rinforzata

8.1. Verifiche

Le verifiche che solitamente si eseguono su opere di questo tipo appartengono a due categorie distinte e separate:

8.1.1. verifiche interne

Sono delle verifiche che hanno come obiettivo la verifica della stabilità interna, intesa come stabilità legata alla presenza dei materiali geosintetici. La stabilità interna è assicurata per mezzo delle seguenti verifiche:

- Verifica a rottura dei geosintetici:

Per mezzo di questa verifica viene assicurato che per ogni geosintetico presente nell'opera non sia raggiunta la soglia di resistenza limite a trazione. In pratica si tratta di una verifica strutturale nei riguardi della rottura del geosintetico. La verifica è espressa analiticamente dalla seguente relazione:

$$\frac{T_{allow}}{T_R} \leq FS_{rupt}$$

Dove T_{allow} è la resistenza utilizzabile del rinforzo e T_R è lo sforzo calcolato nel rinforzo. FS_{rupt} è il fattore di sicurezza imposto nei confronti della rottura.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	IG51-03-E-CV-RO-IR1G-0X-003-A00 Relazione geologico geotecnica
	Foglio 59 di 68

- Verifica a sfilamento dei geosintetici (Verifica a pullout):

Per mezzo di questa verifica viene assicurato che per ogni geosintetico presente nell'opera non sia raggiunta la resistenza limite a sfilamento. La resistenza limite allo sfilamento è definita come quello sforzo, cui è sottoposto il geosintetico, in corrispondenza del quale il geosintetico si sfila senza raggiungere la sua soglia di resistenza. La verifica è espressa analiticamente dalla seguente relazione:

$$\frac{T_{pullout}}{T_R} \leq FS_{pullout}$$

Dove $T_{pullout}$ è la resistenza a pullout del rinforzo oggetto di verifica mentre T_R è lo sforzo calcolato nel rinforzo. $FS_{pullout}$ è il fattore di sicurezza imposto nei confronti dello sfilamento. Entrambe le verifiche precedenti sono fatte con riferimento a due meccanismi di collasso differenti. Un meccanismo considera superfici di scivolamento circolari completamente interne all'ammasso di terreno rinforzato (si parla di analisi di stabilità interna), mentre l'altro meccanismo considera superfici di scivolamento circolari che possono anche essere esterne all'ammasso di terreno rinforzato (si parla di analisi di stabilità composta).

8.1.2. verifiche esterne

Le verifiche esterne hanno l'obiettivo di assicurare che l'opera sia stabile nel suo complesso, a prescindere da quello che è il contributo di resistenza offerto dalla presenza dei rinforzi. La stabilità globale è assicurata per mezzo delle seguenti verifiche:

- Verifica a scorrimento:

Per mezzo di questa verifica viene assicurata la stabilità dell'opera nei confronti di un meccanismo di collasso tale per cui l'intera opera di sostegno va a scorrere sul piano di appoggio al terreno di fondazione. Si tratta della classica verifica a scorrimento realizzata anche per le opere di sostegno in calcestruzzo. La verifica è espressa analiticamente dalla seguente relazione:

$$\frac{S_R}{S_S} \geq FS_{scorrimento}$$

Dove S_R è la risultante delle forze orizzontali che tendono a stabilizzare l'opera, mentre S_S è la risultante delle forze che tendono a destabilizzare l'opera. $FS_{scorrimento}$ è il fattore di sicurezza imposto nei confronti del collasso per scorrimento.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	IG51-03-E-CV-RO-IR1G-0X-003-A00 Relazione geologico geotecnica	Foglio 60 di 68

- Verifica a ribaltamento:

Anche se non necessaria (in quanto l'opera di sostegno in terra rinforzata è un'opera piuttosto flessibile) per mezzo di questa verifica viene assicurata la stabilità dell'opera nei confronti di un meccanismo di collasso tale per cui l'intera opera tende a ruotare intorno ad un polo prefissato. Il polo prefissato va a coincidere con il punto dell'opera più basso e più a sinistra dell'opera (piede sinistro dell'opera). La verifica è espressa analiticamente dalla seguente relazione:

$$\frac{M_S}{M_R} \geq FS_{\text{ribaltamento}}$$

Dove M_S è il momento risultante stabilizzante mentre M_R è il momento risultante ribaltante. $FS_{\text{ribaltamento}}$ è il fattore di sicurezza imposto nei confronti del collasso per ribaltamento.

- Verifica a carico limite:

Per mezzo di questa verifica viene assicurata la stabilità dell'opera nei confronti di un meccanismo di collasso tale per cui si ha la rottura del complesso terreno-opera. La verifica è espressa analiticamente dalla seguente relazione:

$$\frac{Q_u}{Q_E} \leq FS_{q\text{lim}}$$

Dove Q_u è il carico ultimo di collasso (Carico limite della fondazione) mentre Q_E è il carico di esercizio da verificare. $FS_{q\text{lim}}$ è il fattore di sicurezza imposto nei confronti del collasso per carico limite.

- Verifica di stabilità globale:

Per mezzo di questa verifica viene assicurata la stabilità globale (intesa come stabilità di pendio) del complesso opera di sostegno pendio. Viene utilizzato, per l'analisi di stabilità globale, il metodo delle strisce di Fellenius.

8.1.3. calcolo delle spinte

Come accennato in uno dei paragrafi precedenti, deve in ogni caso essere effettuato il calcolo della spinta attiva e passiva. Si espone quindi in questa sezione il calcolo delle spinte con il metodo di Coulomb.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	IG51-03-E-CV-RO-IR1G-0X-003-A00 Relazione geologico geotecnica	Foglio 61 di 68

- **Calcolo della spinta attiva.**

La spinta attiva è stata calcolata con il metodo di Coulomb, metodo capace di tenere in conto le variabili più significative, soprattutto con riguardo al fenomeno attritivo che si genera all'interfaccia paratia-terreno. Per terreno omogeneo ed asciutto il diagramma delle pressioni si presenta lineare con distribuzione (valutata alla profondità z):

$$\sigma_h(z) = k_a \cdot \gamma_t \cdot z$$

La spinta totale, che è l'integrale della relazione precedente su tutta l'altezza, è applicata ad 1/3 di H e si calcola con la seguente espressione:

$$S_t(z) = \frac{1}{2} k_a \cdot \gamma_t \cdot H^2$$

Avendo indicato con k_a il valore del coefficiente di pressione attiva, determinabile con la seguente relazione:

$$\left\{ \begin{array}{l} k_a = \frac{\sin^2(\phi + \beta)}{\sin^2 \beta \times \sin(\beta - \delta) \times \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \times \sin(\phi - \varepsilon)}{\sin(\beta - \delta) \times \sin(\beta + \varepsilon)}} \right]^2} \\ \text{con } \delta < (\beta - \phi - \varepsilon) \text{ secondo Muller - Breslau} \end{array} \right.$$

γ_t = Peso unità di volume del terreno

β = Inclinazione della parete interna rispetto al piano orizzontale passante per il piede

ϕ = Angolo di resistenza al taglio del terreno

δ = Angolo di attrito terreno-paratia positivo se antiorario

ε □□ Inclinazione del piano campagna rispetto al piano orizzontale positiva se antioraria

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	IG51-03-E-CV-RO-IR1G-0X-003-A00 Relazione geologico geotecnica
	Foglio 62 di 68

Carico uniforme sul terrapieno

Un carico Q , uniformemente distribuito sul piano campagna induce delle pressioni costanti pari:

$$\sigma_q(z) = k_a \cdot Q$$

Integrando la tensione riportata alla formula precedente si ottiene la spinta totale dovuta al sovraccarico:

$$S_q = k_a \cdot Q \cdot H$$

Con punto di applicazione ad $H/2$ (essendo la distribuzione delle tensioni costante). Nelle precedenti formule i simboli hanno il seguente significato:

K_a = Coefficiente di pressione attiva calcolato al paragrafo precedente

Spinta in presenza di falda acquifera

La falda con superficie distante H_w dalla base della struttura, induce delle pressioni idrostatiche normali alla parete che, alla profondità z sono espresse come segue:

$$u(z) = \gamma_w \cdot z$$

La spinta idrostatica totale si ottiene per integrazione su tutta l'altezza della relazione precedente:

$$S_w = \frac{1}{2} \gamma_w \cdot H^2$$

Avendo indicato con H l'altezza totale di spinta e con γ_w il peso dell'unità di volume dell'acqua. La spinta del terreno immerso si ottiene sostituendo γ_t con γ'_t ($\gamma'_t = \gamma_{\text{saturo}} - \gamma_w$), peso specifico del materiale immerso in acqua. In condizioni sismiche la sovraspinta esercitata dall'acqua viene valutata nel seguente modo:

$$\Delta S_w = \frac{7}{12} \gamma_w \cdot H_w^2 \cdot C$$

applicata a $2/3$ dell'altezza della falda H_w [Matsuo O'Hara (1960) Geotecnica, R. Lancellotta]

Effetto dovuto alla presenza di coesione

La coesione induce delle pressioni negative costanti pari a:

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	IG51-03-E-CV-RO-IR1G-0X-003-A00 Relazione geologico geotecnica	Foglio 63 di 68

$$P_c = -\frac{2 \cdot c}{\sqrt{k_a}}$$

Non essendo possibile stabilire a priori quale sia il decremento indotto della spinta per effetto della coesione. E' stata calcolate l'altezza critica Zc come segue:

$$Z_c = \frac{2c}{\gamma_t \times \sqrt{K_a}} - \left\{ \frac{\left[\frac{Q \times \sin \beta}{\sin(\beta + \varepsilon)} \right]}{\gamma_t} \right\}$$

Dove i simboli hanno il seguente significato

Q = Carico agente sul terrapieno eventualmente presente.

γ_t = Peso unità di volume del terreno

β = Inclinazione della parete interna rispetto al piano orizzontale passante per il piede

ε = □ Inclinazione del piano campagna rispetto al piano orizzontale positiva se antioraria

C = Coesione del materiale

Ka = Coefficiente di pressione attiva, come calcolato ai passi precedenti

Nel caso in cui si verifichi la circostanza che la Zc, calcolata con la formula precedente, sia minore di zero è possibile sovrapporre direttamente gli effetti dei diagrammi, imponendo un decremento al diagramma di spinta originario valutato come segue:

$$S_c = P_c \cdot H$$

Dove si è indicata con il simbolo H l'altezza totale di spinta.

Sisma

Spinta attiva in condizioni sismiche

In presenza di sisma la forza di calcolo esercitata dal terrapieno sulla parete è data da:

$$E_d = \frac{1}{2} \gamma (1 \pm k_v) K H^2 + E_{ws} + E_{wd}$$

Dove i simboli hanno il seguente significato:

H = altezza di scavo

Kv = coefficiente sismico verticale

γ = peso per unità di volume del terreno

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	IG51-03-E-CV-RO-IR1G-0X-003-A00 Relazione geologico geotecnica	Foglio 64 di 68

K = coefficienti di spinta attiva totale (statico + dinamico) (vedi Mononobe & Okabe)

E_{ws} = spinta idrostatica dell'acqua

E_{wd} = spinta idrodinamica.

Per terreni impermeabili la spinta idrodinamica $E_{wd} = 0$, ma viene effettuata una correzione sulla valutazione dell'angolo \varnothing della formula di Mononobe & Okabe così come di seguito:

$$\operatorname{tg} \varnothing = \frac{\gamma_{\text{sat}}}{\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \mp k_v}$$

Nei terreni ad elevata permeabilità in condizioni dinamiche continua a valere la correzione di cui sopra, ma la spinta idrodinamica assume la seguente espressione:

$$E_{wd} = \frac{7}{12} k_h \gamma_w H'^2$$

Con H' altezza del livello di falda (riportata nella sezione relativa al calcolo della spinta idrostatica).

Calcolo del tiro nei rinforzi.

Il tiro nei rinforzi è calcolato con un procedimento iterativo, che prende in considerazione la definizione di superficie critica. In pratica lo sforzo nel rinforzo viene calcolato assumendo situazioni di utilizzo del rinforzo al limite nei riguardi della stabilità interna dell'opera. Si fa in modo che in corrispondenza del tiro calcolato il fattore di sicurezza nei confronti della stabilità interna (o composta) sia unitario. Per maggiori dettagli consultare il manuale d'uso del programma.

Valutazione del coefficiente di sicurezza nei confronti della stabilità globale.

Per l'analisi di stabilità globale è utilizzato il metodo di FELLENIUS. Nel calcolo della stabilità globale si tiene in conto sia la presenza del sisma che la presenza della falda.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-03-E-CV-RO-IR1G-0X-003-A00 Relazione geologico geotecnica
	Foglio 65 di 68

8.2. Risultati delle analisi

8.2.1. dati spinta sismica

Accelerazione massima al suolo (a_{max}/g):	0.12
Coefficiente di intensità sismico K_h :	0.09
Coefficiente di intensità sismico K_v :	0.05
Punto di applicazione y/h :	0.67

Proprietà di interazione tra opera e terreno

Adesione in fondazione:	1.00 [kN/m ²]
Attrito in fondazione:	0.66 [-]
Angolo di attrito terra muro:	23.00 [°]

Metodo per il calcolo del fattore di sicurezza

Metodo di Fellenius

Fattori di sicurezza richiesti

Stabilità interna	
Fattore di sicurezza a rottura del rinforzo:	1.00 [-]
Fattore di sicurezza a pullout del rinforzo:	1.00 [-]
Fattore di sicurezza a scivolamento diretto:	1.00 [-]
Stabilità globale	
Fattore di sicurezza a ribaltamento dell'opera:	1 [-]
Fattore di sicurezza a scorrimento dell'opera:	1 [-]
Fattore di sicurezza a carico limite dell'opera:	1 [-]
Fattore di sicurezza a stabilità globale dell'opera:	1 [-]

8.2.2. condizione di carico

CARICHI CONCENTRATI

Nome	Fx [kN/m]	Fy [kN/m]	x [m]	y [m]
Carico dis 1	0.00	0.00	0.00	0.50

CARICHI DISTRIBUITI

Nome	Q [kN/m]	x0 [m]	x1 [m]
Carico con 1	-20.00	9.00	21.00

8.2.3. combinazioni di carico

NUMERO DI COMBINAZIONI PRESENTI NEL MODELLO 1

COMBINAZIONE 1 (SLE-sismica)

Fat. parziali caratteristiche terreno	
Angolo di attrito:	1.00
Peso terreno:	1.00
Resistenza ammissibile del geosintetico:	1.00
Resistenza ammissibile:	1.00
Azione statica	1.00
Azione dinamica	1.00
Azione idrostatica	1.00
Peso proprio	1.00

Sottospinta

1.00

8.2.4. falda

x [m]	y [m]
-10.00	-3.00
21.00	-3.00

8.2.5. opzioni analisi

RAGGIO DELLA SUPERFICIE DI SCIVOLAMENTO

Raggio massimo:	10.00	[m]
Raggio minimo:	5.00	[m]
Passo di incremento del raggio:	5.00	[m]

Opzioni per l'analisi di stabilità

Stabilità interna

x iniziale:	0.00	[m]
y iniziale:	0.00	[m]
x finale:	9.00	[m]
y finale:	11.00	[m]
limite sul minimo:	0.00	[m]
limite sul massimo:	0.00	[m]
passo di ricerca:	0.30	[m]

Stabilità composta

x iniziale:	0.00	[m]
y iniziale:	0.00	[m]
x finale:	21.00	[m]
y finale:	11.00	[m]
limite sul minimo:	9.00	[m]
limite sul massimo:	0.00	[m]
passo di ricerca:	0.30	[m]

Stabilità globale

x iniziale:	-10.00	[m]
y iniziale:	0.00	[m]
x finale:	21.00	[m]
y finale:	11.00	[m]
limite sul minimo:	9.00	[m]
limite sul massimo:	0.00	[m]
passo di ricerca:	0.30	[m]

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-03-E-CV-RO-IR1G-0X-003-A00 Relazione geologico geotecnica
	Foglio 67 di 68

8.2.6. fattori di sicurezza verifiche interne

Combinazione 1 (SLE-sismica)

SFORZI NEI RINFORZI (Analisi interna) :

z [m]	T [kN/m]	FS-rupt [-]	FS-pull [-]
10.70	--	--	--
10.40	0.55	262.72	10.10
10.10	1.53	94.50	6.02
9.80	2.71	53.43	5.17
9.50	4.13	35.10	4.93
9.20	6.04	23.99	4.89
8.90	8.37	17.33	4.19
8.60	10.85	13.36	3.50
8.30	13.57	10.68	3.13
8.00	16.69	8.69	2.80
7.60	--	--	--
7.30	7.53	19.26	6.62
7.00	9.79	14.81	5.38
6.70	11.22	12.92	4.94
6.40	14.17	10.24	4.23
6.10	17.62	8.23	3.61
5.80	21.41	6.77	3.14
5.50	25.53	5.68	2.78
5.20	30.02	4.83	2.67
4.90	34.81	4.17	2.57
4.60	39.84	3.64	2.50
4.30	45.06	3.22	2.45
4.00	50.38	2.88	2.54
3.60	13.08	11.08	3.94
3.30	42.62	3.40	1.62
3.00	46.20	3.14	1.98
2.70	50.09	2.90	2.45
2.40	53.33	2.72	2.91
2.10	56.52	2.57	3.37
1.80	59.82	2.42	4.07
1.50	63.47	2.28	4.72
1.20	66.73	2.17	5.42
0.90	68.73	2.11	6.53
0.60	71.19	2.04	7.60
0.30	74.81	1.94	8.98
0.00	77.57	1.87	10.57

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	IG51-03-E-CV-RO-IR1G-0X-003-A00 Relazione geologico geotecnica
	Foglio 68 di 68

SFORZI NEI RINFORZI (Analisi composta) :

z [m]	T [kN/m]	FS-rupt [-]	FS-pull [-]
10.70	--	--	--
10.40	--	--	--
10.10	--	--	--
9.80	--	--	--
9.50	--	--	--
9.20	--	--	--
8.90	--	--	--
8.60	--	--	--
8.30	--	--	--
8.00	--	--	--
7.60	--	--	--
7.30	--	--	--
7.00	--	--	--
6.70	--	--	--
6.40	--	--	--
6.10	--	--	--
5.80	2.33	62.23	--
5.50	5.93	24.46	--
5.20	9.65	15.02	--
4.90	13.49	10.75	--
4.60	17.46	8.30	--
4.30	21.53	6.73	--
4.00	25.64	5.66	--
3.60	12.06	12.02	--
3.30	21.96	6.60	--
3.00	22.99	6.31	--
2.70	23.81	6.09	--
2.40	24.35	5.96	--
2.10	24.52	5.91	--
1.80	24.25	5.98	--
1.50	23.44	6.19	1.19
1.20	21.69	6.69	5.15
0.90	18.83	7.70	10.64
0.60	14.95	9.70	22.17
0.30	9.89	14.67	49.85
0.00	3.47	41.75	235.97

8.2.7. fattori di sicurezza verifiche globali

Combinazione 1 (SLE-sismica)

FS Ribaltamento:	7.19 [-]
FS Scorrimento:	3.69 [-]
FS Carico limite:	62.92 [-]
FS Scorrimento diretto:	3.24 [-]