

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 EST CAVALCAVIA KM 37+407

### Relazione geologico geotecnica

GENERAL CONTRACTOR	DIRETTORE DEI LAVORI
Consorzio <b>Cociv</b> 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 H 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.Elabor.: File:IG51-03-E-CV-RO-IR1H-0X-003-A00
-------------------------------------------------

CUP: F81H92000000008



<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 
	<p>IG51-03-E-CV-RO-IR1H-0X-003-A00 Relazione geologico geotecnica</p> <p style="text-align: right;">Foglio 3 di 75</p>

## INDICE

<b>1. INTRODUZIONE</b> .....	7
<b>2. PROFILO STRATIGRAFICO E STRATIGRAFIA DI PROGETTO</b> .....	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
<b>3. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL SITO</b> .....	14
<b>4. VALUTAZIONE DELLA STABILITA' DEI PENDII</b> .....	16
<b>5. CALCOLO DEI CEDIMENTI</b> .....	20
<b>5.1. Metodologia per il calcolo dei cedimenti</b> .....	20
5.1.1. Cedimenti immediati .....	21
5.1.2. Cedimenti indotti dalla consolidazione primaria .....	22
5.1.3. Cedimenti indotti dalla consolidazione secondaria .....	23
<b>5.2. Analisi condotte</b> .....	25
5.2.1. Valutazione dei cedimenti per la sezione 08 .....	25
<b>6. MURODI SOTTOSCARPA 1</b> .....	29
6.1. Materiali impiegati .....	31
6.2. Criteri di verifica .....	32
6.3. Verifiche geotecniche (GEO) .....	32
6.3.1. Verifica allo scorrimento sul piano di posa .....	32
6.3.2. Verifica al ribaltamento .....	32
6.3.3. Verifica di capacità portante .....	33
6.4. Verifiche strutturali (STR) .....	34
6.4.1. Verifiche SLU .....	34
6.4.2. Verifiche SLE .....	35
6.5. Risultati verifiche geotecniche .....	35
6.5.1. GEO – sezione A .....	36
6.5.2. verifica capacità portante argilla .....	41
6.5.3. GEO – sezione B .....	43
6.5.4. verifica capacità portante argilla .....	48
6.6. Verifiche di stabilità globale .....	50
6.6.1. GEO – sezione A .....	50
6.6.2. GEO – sezione B .....	51

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	IG51-03-E-CV-RO-IR1H-0X-003-A00 Relazione geologico geotecnica
	Foglio 4 di 75

6.7.	Verifiche strutturali .....	53
6.7.1.	STR – sezione B .....	53
<b>7.</b>	<b>MURODI SOTTOSCARPA 2 .....</b>	<b>54</b>
7.1.	Materiali impiegati .....	56
7.2.	Criteri di verifica .....	56
7.3.	Risultati verifiche geotecniche .....	56
7.3.1.	GEO – sezione A .....	56
7.3.2.	GEO – sezione B .....	64
7.4.	Verifiche di stabilità globale .....	70
7.4.1.	GEO – sezione A .....	70
7.4.2.	GEO – sezione B .....	71
7.5.	Verifiche strutturali .....	73
7.5.1.	STR – sezione A .....	73
7.5.2.	STR – sezione B .....	74

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 
	<p>IG51-03-E-CV-RO-IR1H-0X-003-A00 Relazione geologico geotecnica</p> <p style="text-align: right;">Foglio 5 di 75</p>

## INDICE FIGURE

Figura 1 – Inquadramento rampa Est 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. pk175. Analisi di stabilità in condizioni statiche, metodo di Bishop. Mezzo attritivo. Fattori di sicurezza e superficie di scivolamento analizzate. ....	19
Figura 7 - Sez. pk175. Analisi di stabilità in condizioni sismiche, metodo di Bishop. Mezzo attritivo. Fattori di sicurezza e superficie di scivolamento analizzate. ....	19
Figura 10. Schema di riferimento la soluzione di Boussinesq .....	20
Figura 10. Schema di riferimento per il calcolo dei cedimenti per strati successivi.....	22
Figura 10. Schema di riferimento per il calcolo dei cedimenti per consolidazione secondaria.....	23
Figura 10. Schema di riferimento per la sezione 08 .....	26
Figura 10. Geometria del modello di calcolo.....	27
Figura 10. Risultati delle analisi (cedimento in superficie in sezione trasversale). ....	27
Figura 10. Risultati delle analisi (cedimento al variare della profondità).....	28
Figura 8 - Ubicazione planimetrica del muro di sottoscarpa. ....	29
Figura 9 – Geometrie tipo del muro di sottoscarpa.....	30
Figura 10 - Analisi di stabilità – SLU GEO .....	50
Figura 11 - Analisi di stabilità – SLU SISMA.....	51
Figura 12 - Analisi di stabilità – SLU GEO .....	51
Figura 13 - Analisi di stabilità – SLU SISMA.....	52
Figura 14 - Ubicazione planimetrica del muro di sottoscarpa.....	54
Figura 15 – Geometrie tipo del muro di sottoscarpa a) primo tratto da sez. MS2-1 a sez. MS2-5. b) secondo tratto da sez. MS2-5 a sez. MS2-7.....	55
Figura 16 - Analisi di stabilità – SLU GEO .....	70
Figura 17 - Analisi di stabilità – SLU SISMA.....	71
Figura 18 - Analisi di stabilità – SLU GEO .....	71
Figura 19 - Analisi di stabilità – SLU SISMA.....	72
Figura 20 – schema statico considerato per il calcolo della sezione .....	75
Figura 21 – dimensioni schema statico considerato per il calcolo della sezione.....	75

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 	
	<p>IG51-03-E-CV-RO-IR1H-0X-003-A00 Relazione geologico geotecnica</p>	<p>Foglio 6 di 75</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 Sollecitazioni e verifiche .....	53
Tabella-8 Sollecitazioni e verifiche .....	73
Tabella-9 Sollecitazioni e verifiche .....	74
Tabella-10 Sollecitazioni e verifiche .....	74

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	IG51-03-E-CV-RO-IR1H-0X-003-A00 Relazione geologico geotecnica	Foglio 7 di 75

## 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 Est 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 sottoscarpa 1
- muro di di sottoscarpa 2
- 

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

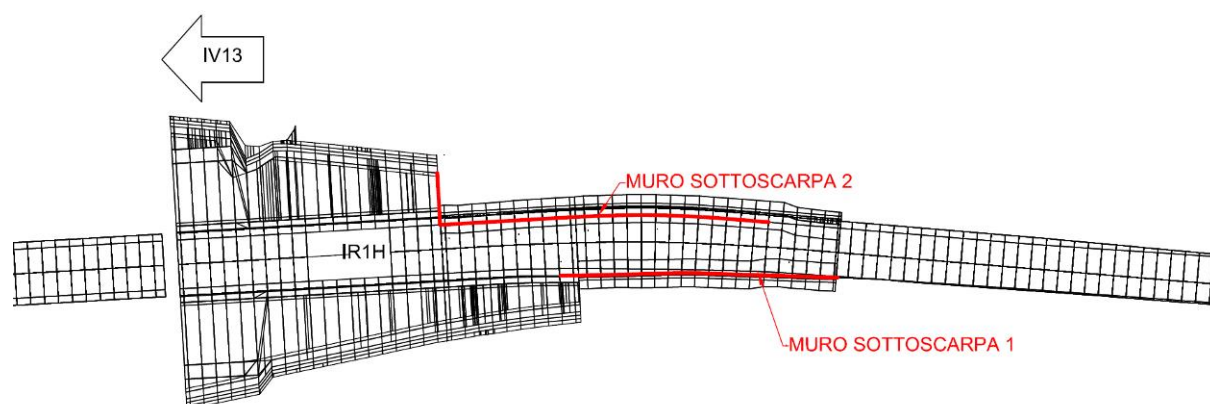


Figura 1 – Inquadramento rampa Est e opere minori oggetto della relazione.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	IG51-03-E-CV-RO-IR1H-0X-003-A00 Relazione geologico geotecnica	Foglio 8 di 75

## 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 l.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-IR1H-0X-003-A00 Relazione geologico geotecnica	Foglio 9 di 75

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  $2 \times 10^{-4}$  m/s e  $8 \times 10^{-4}$  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  $1 \times 10^{-6}$  e  $1 \times 10^{-3}$  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  $5.0 \times 10^{-5}$  m/s ed un coefficiente di immagazzinamento di  $1.6 \times 10^{-3}$ . Un'altra prova effettuata nella cava dismessa di Cascina S. Maria ha restituito valori di permeabilità compresi tra  $2.0 \times 10^{-4}$  e  $3.0 \times 10^{-4}$  m/s. Un'altra prova eseguita simultaneamente su 4 pozzi a Pozzolo Formigaro ha restituito un valore di  $4.0 \times 10^{-6}$  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  $3.3 \times 10^{-6}$  m/s e  $1.1 \times 10^{-5}$  m/s in regime transitorio e di  $2.2 \times 10^{-6}$  m/s e  $9.5 \times 10^{-6}$  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  $8.47 \times 10^{-6}$  m/s e  $9.11 \times 10^{-6}$  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  $2.54 \times 10^{-4}$  m/s e  $6.38 \times 10^{-4}$  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).

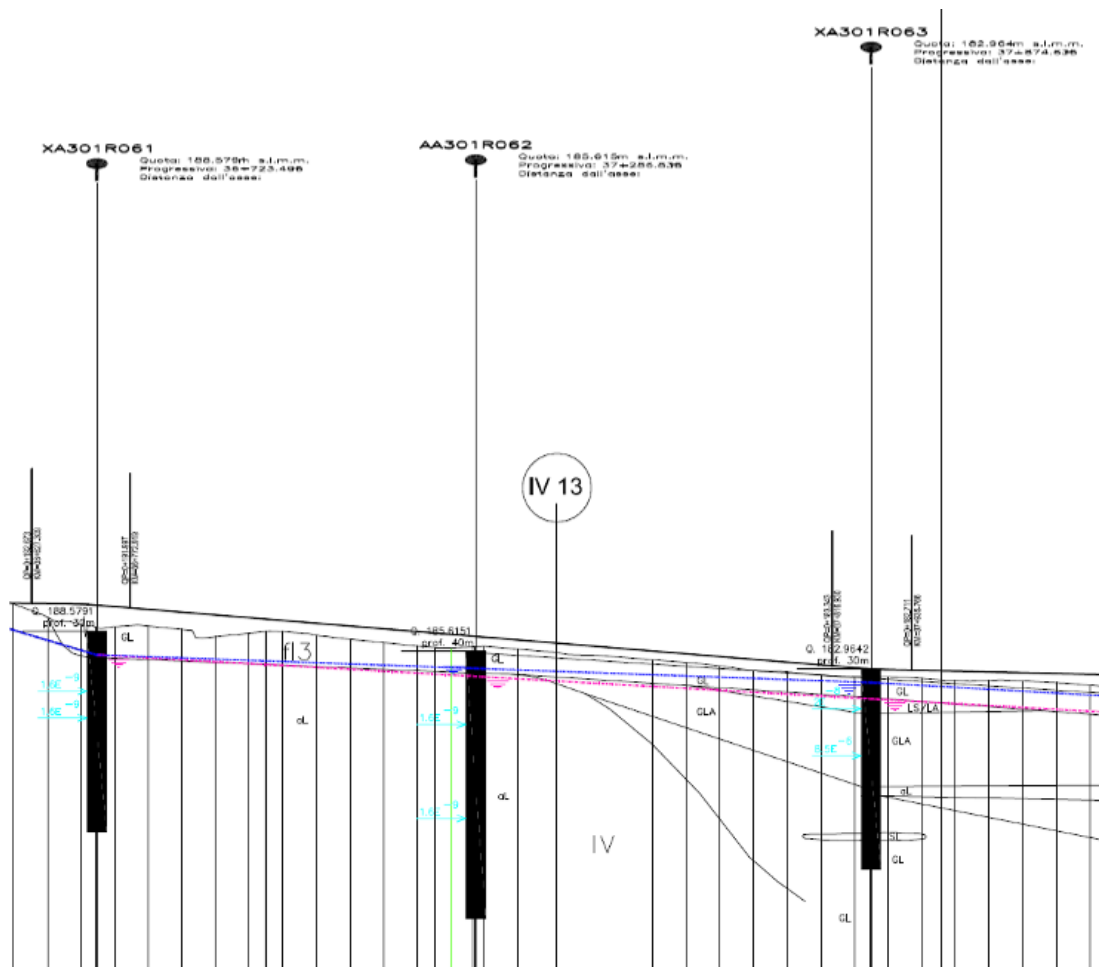


Figura 2 - Profilo geologico in prossimità della rampa ovest del cavalcavia con indicazioni dei sondaggi ed indicazione dei valori di permeabilità (i valori di permeabilità sono espressi in m/s).

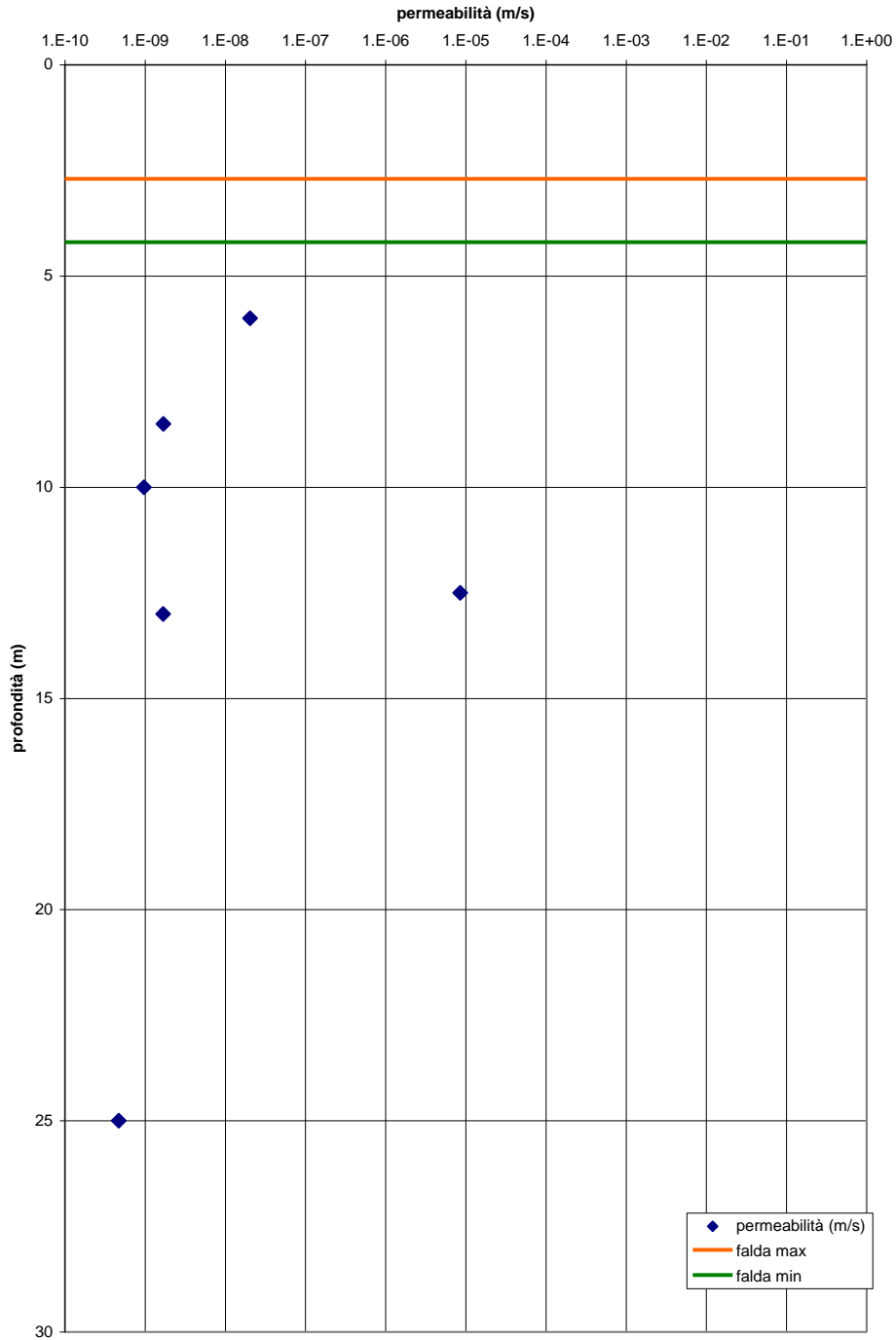


Figura 3 - Grafico dei risultati delle prove di permeabilità eseguite in prossimità dell'area di realizzazione della rampa sud del cavalcaferrovia IV14.

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-IR1H-0X-003-A00 Relazione geologico geotecnica	Foglio 12 di 75

### 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  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-03-E-CV-RO-IR1H-0X-003-A00 Relazione geologico geotecnica
	Foglio 13 di 75

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-IR1H-0X-003-A00 Relazione geologico geotecnica
	Foglio 14 di 75

### 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 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	18	19	19 ÷ 20 (1)
Densità relativa $D_r$ (%)	-	73 ÷ 95	-
Coesione drenata $c'$ (kPa)	5	-	25
Angolo di resistenza al taglio operativo $\phi'$ (°)	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 <sup>2</sup> /s) – Tratto OC (6)	-	-	2.5·10 <sup>-3</sup> (6)
Coefficiente di consolidazione primaria $C_v$ (cm <sup>2</sup> /s) – Tratto NC (6)	-	-	2.5·10 <sup>-4</sup> (6)
Coefficiente di consolidazione secondaria $c_\alpha$ (%) – Tratto OC (7)	-	-	0.1 (7)
Coefficiente di consolidazione secondaria $c_\alpha$ (%) – 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 ( $\sigma$ ) – tempo (t).

Tabella -4. Caratteristiche di base dei materiali geotecnici

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-03-E-CV-RO-IR1H-0X-003-A00 Relazione geologico geotecnica
	Foglio 15 di 75

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 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	18	19	20
Angolo di resistenza al taglio operativo $\phi'$ (°)	28	38	28
Modulo di deformabilità operativo E per materiali granulari (MPa), calcolati con riferimento al valore medio di E <sub>o</sub> 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 <sub>o</sub> 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 ( $\sigma'$ );
- La storia dello stato tensionale non influenza il valore dell'angolo d'attrito ( $\phi'$ );
- il valore dell'angolo d'attrito ( $\phi'$ ) non è influenzato dal percorso di sollecitazione;
- il valore dell'angolo d'attrito ( $\phi'$ ) 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).

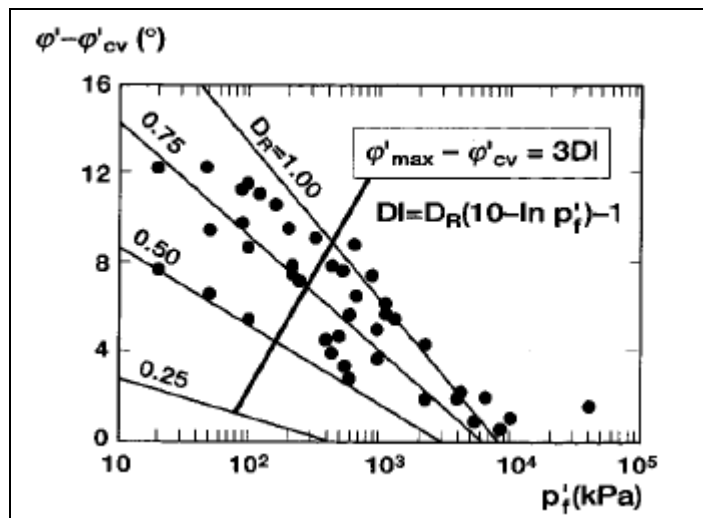


Figura 4 – Dipendenza dell'angolo di resistenza al taglio dalla tensione agente sul piano di rottura (Bolton, 1986)



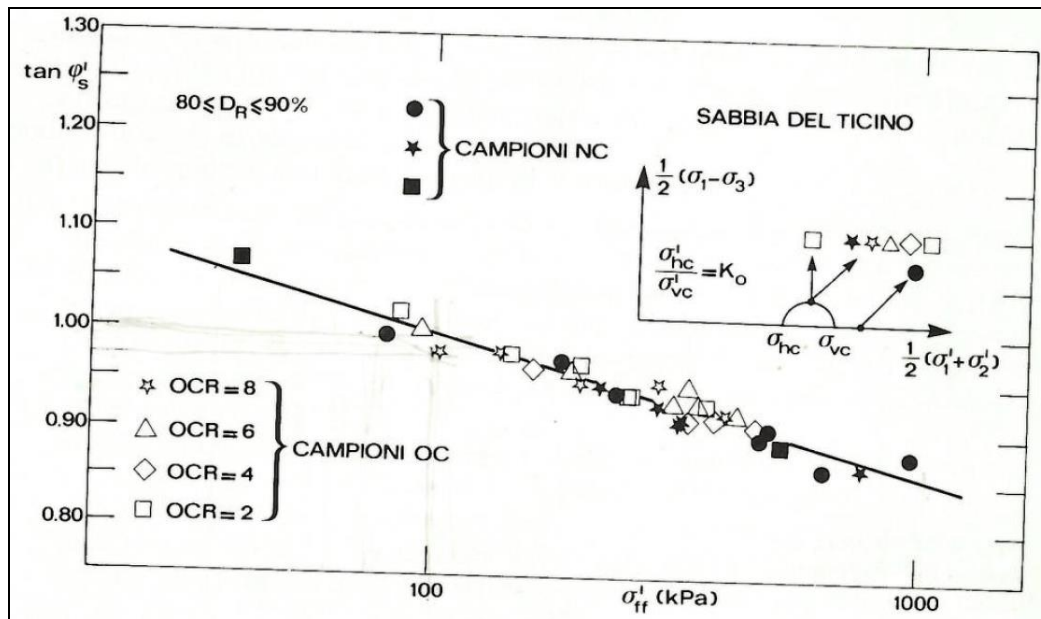


Figura 5 Dipendenza dell'angolo di resistenza al taglio dalla tensione agente sul piano di rottura  
 (Bellotti et Al., 1985)

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
- $\phi'_p$  = angolo d'attrito di picco
- $\phi'_{cv}$  = 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.

$\phi'_{cv}$ [°]	profondità [m]	tensione efficace media a rottura				DI	m [-]	$\phi'_p - \phi'_{cv}$ [°]	$\phi'_p$ [°]
		p'f [kPa]	ln(p'f)	10-ln(p'f)	DR				
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<sup>3</sup>;
- 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 attrito pari a 35° per la zona a profondità oltre i 2.00m.

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.

Per la rampa oggetto della relazione si è analizzata la sezione più critica alla progressiva pk 175. Inoltre per le sezioni di rampa in cui sono presenti i muri di 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.

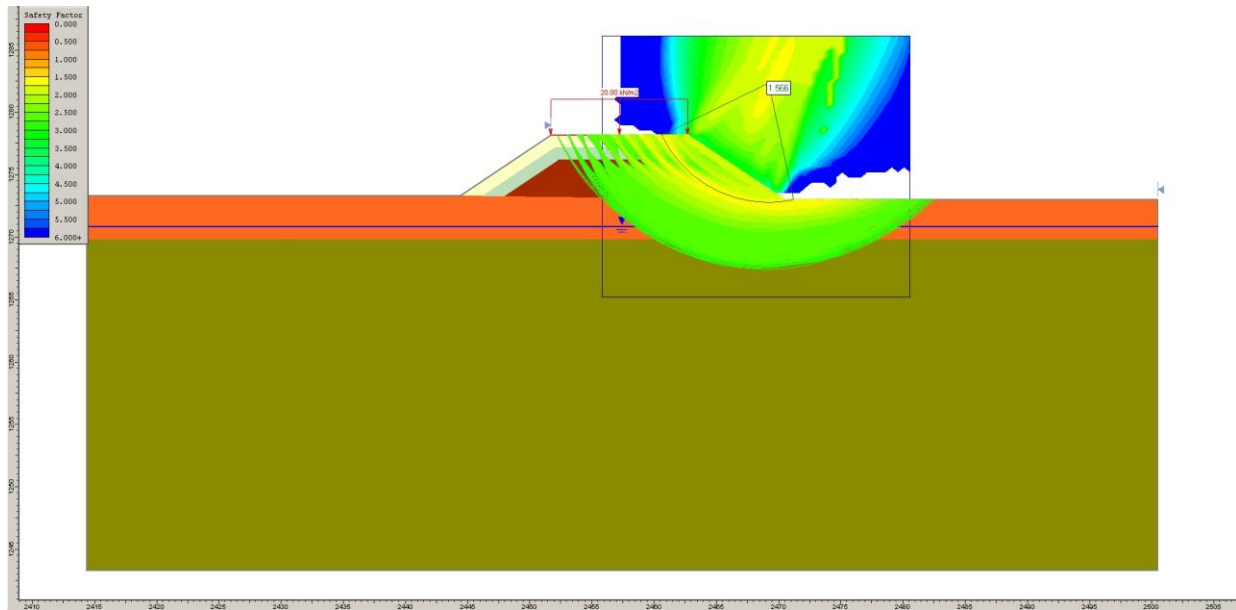


Figura 6 - Sez. pk175. Analisi di stabilità in condizioni statiche, metodo di Bishop. Mezzo attritivo. Fattori di sicurezza e superficie di scivolamento analizzate.

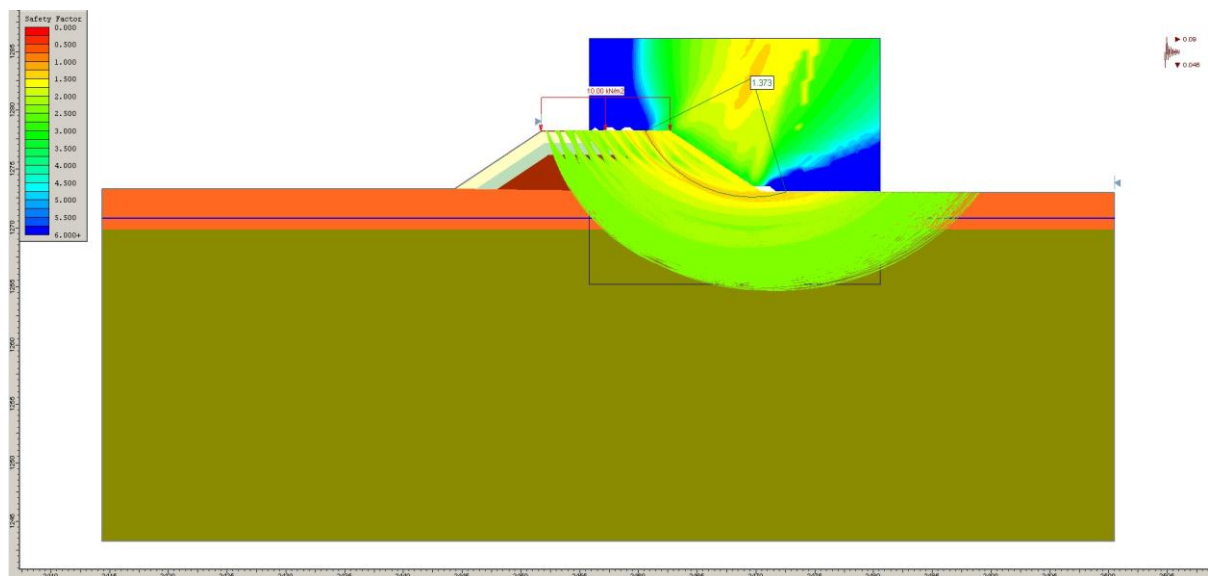


Figura 7 - Sez. pk175. Analisi di stabilità in condizioni sismiche, metodo di Bishop. Mezzo attritivo. Fattori di sicurezza e superficie di scivolamento analizzate.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-03-E-CV-RO-IR1H-0X-003-A00 Relazione geologico geotecnica
	Foglio 20 di 75

## 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;
- $\sigma_L$ : tensione verticale risultante alla posizione di calcolo definita dai parametro z e  $\theta$ .

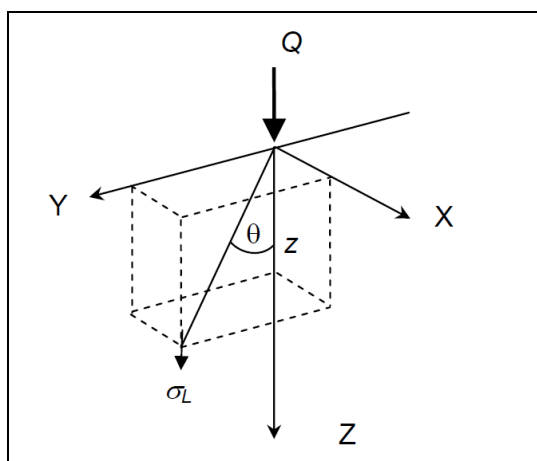


Figura 8. Schema di riferimento la soluzione di Boussinesq

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:

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	IG51-03-E-CV-RO-IR1H-0X-003-A00 Relazione geologico geotecnica
	Foglio 21 di 75

- Cedimenti immediati
- 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:

- $E_{od}$ : modulo edometrico;
- $E$ : modulo di deformabilità;
- $\nu$ : coefficiente di Poisson.

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

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

dove:

- $\varepsilon$ : 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  $\delta$ :

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

dove:

- $\delta$ : 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  $i$ :

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

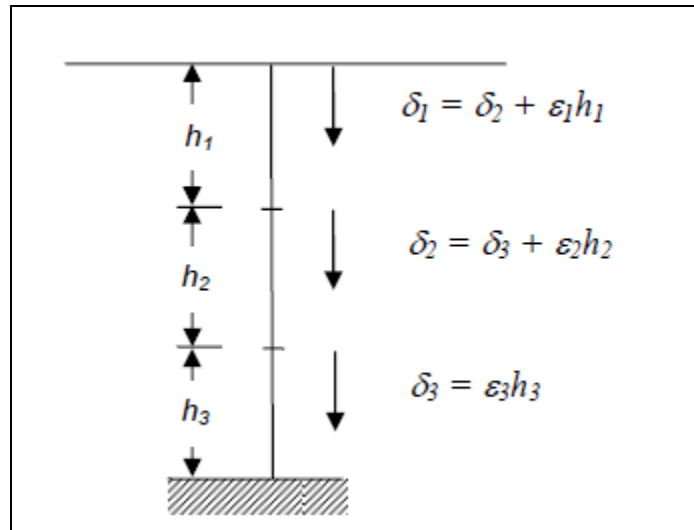


Figura 9. Schema di riferimento per il calcolo dei cedimenti per strati successivi

### 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:

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

dove:

- $\Delta \varepsilon$ : 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.

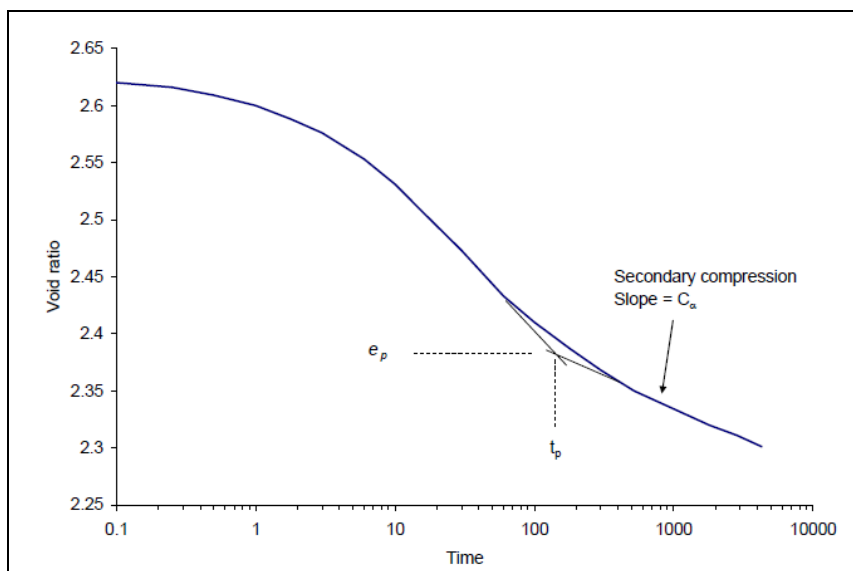


Figura 10. Schema di riferimento per il calcolo dei cedimenti per consolidazione secondaria

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-IR1H-0X-003-A00 Relazione geologico geotecnica</p>	<p>Foglio 24 di 75</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:

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

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



GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	IG51-03-E-CV-RO-IR1H-0X-003-A00 Relazione geologico geotecnica <span style="float: right;">Foglio 25 di 75</span>

## 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.

- sezione 08, nella zona di rilevato in terra;

### 5.2.1. Valutazione dei cedimenti per la sezione 08

La sezione 08 mostra la presenza un rilevato stradale di altezza rilevante (quasi 5m), cui 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.

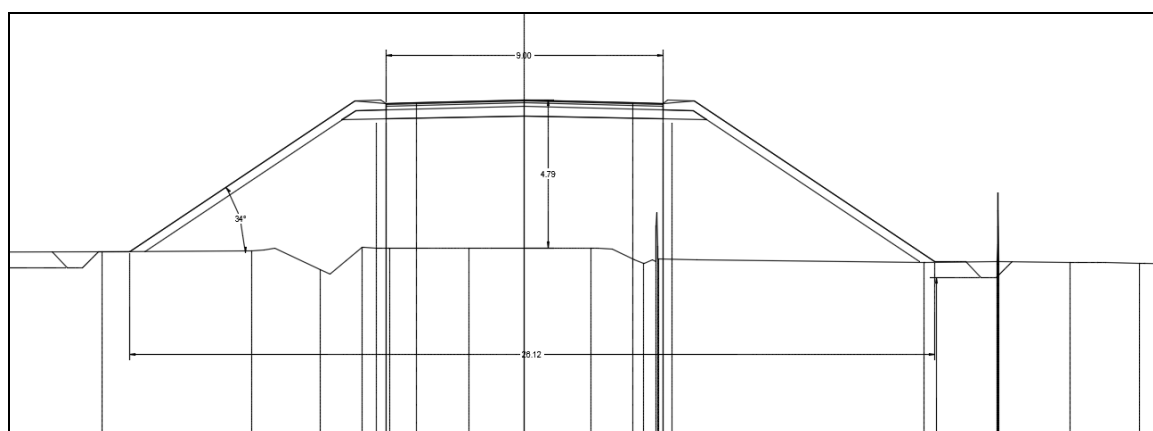


Figura 11. Schema di riferimento per la sezione 08

La stratigrafia di riferimento è riportata nella tabella seguente:

z tetto (m)	z letto (m)	hi (m)	materiale	descrizione	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	E <sub>o</sub> (kPa)	E <sub>is</sub> (kPa)	E <sub>operativ</sub> (kPa)	mv	fi (°)	c' (kPa)	k (m/s)	C <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> /s)	C <sub><math>\alpha</math></sub> (%)
			RIL	materiale da rilevato	20	400000	133333	40000	0.000025	35	0	1.00E-04		
0	1	1	LS	limo con matrice sabbie	19	100000	33333	10000	0.000100	28	0	1.00E-04		
1	3.5	2.5	GL	sabbie e ghiaie in matrici	19	225000	75000	22500	0.000044	38	0	1.00E-05		
12	50	38	AL	argilla molto consistente	20	86000	28667	8600	0.000116	28	25	1.00E-07	2.5*10 <sup>-3</sup> 2.5*10 <sup>-4</sup>	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. E<sub>is</sub>) e consolidazione primaria (mv, k);
- Per la formazione AL: consolidazione primaria (mv, C<sub>v</sub>) e consolidazione secondaria (C <sub>$\alpha$</sub> ), considerati i valori di riferimento per il materiale NC (assunzione conservativa).

Il modello ha previsto la simulazione delle seguenti fasi:

Fase	tempo (gg)	Descrizione
1	0	Stage 1- Rilevato
2	30	Stage 2- Sovraccarico
3	60	Stage 3- secondo mese
4	90	Stage 4- 3 mesi
5	150	Stage 5- 6mesi
6	360	Stage 6- 12mesi
7	720	Stage 7- 24mesi

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 220x200m, 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.

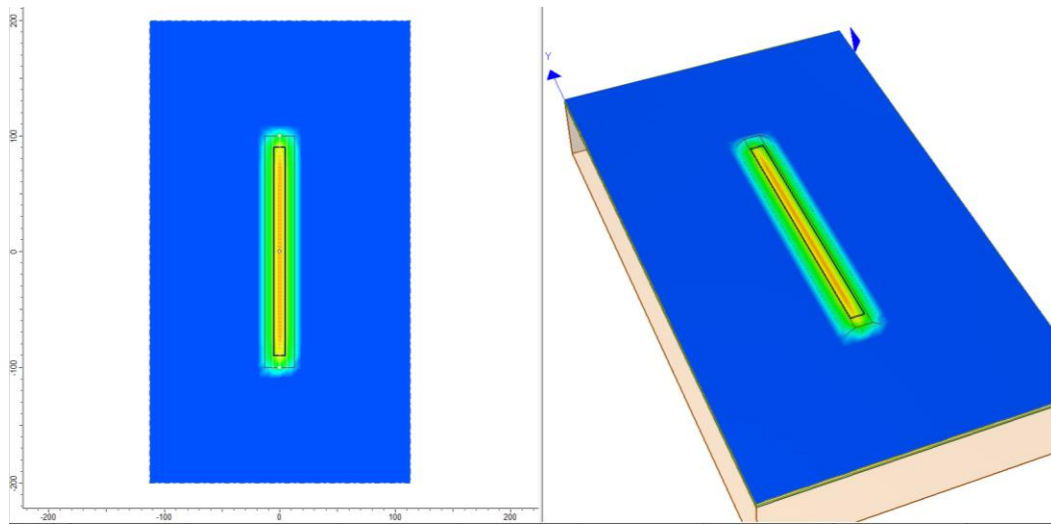


Figura 12. Geometria del modello di calcolo

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

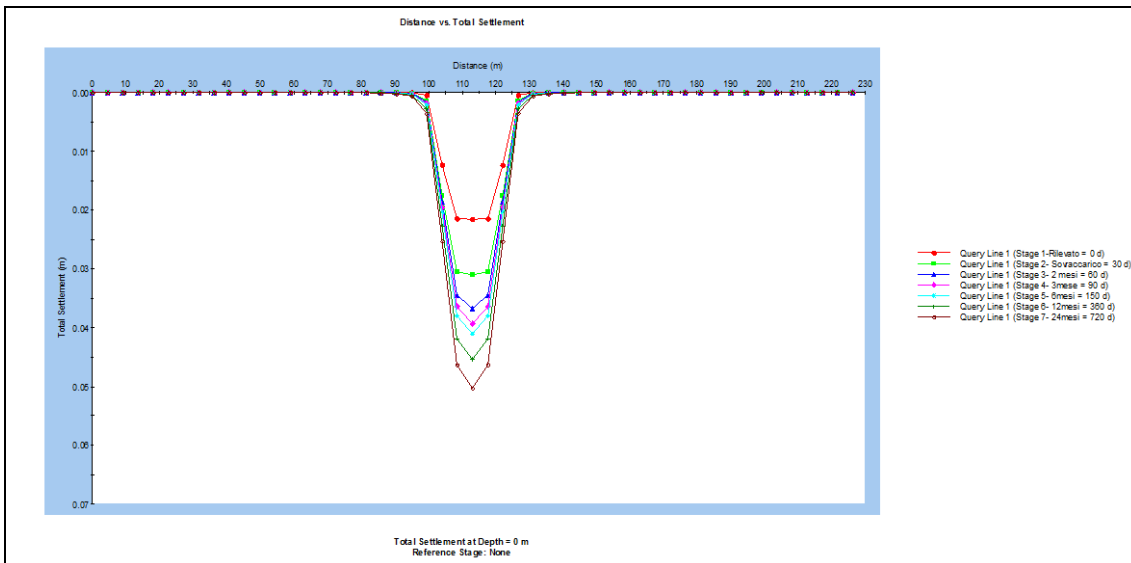


Figura 13. Risultati delle analisi (cedimento in superficie in sezione trasversale).

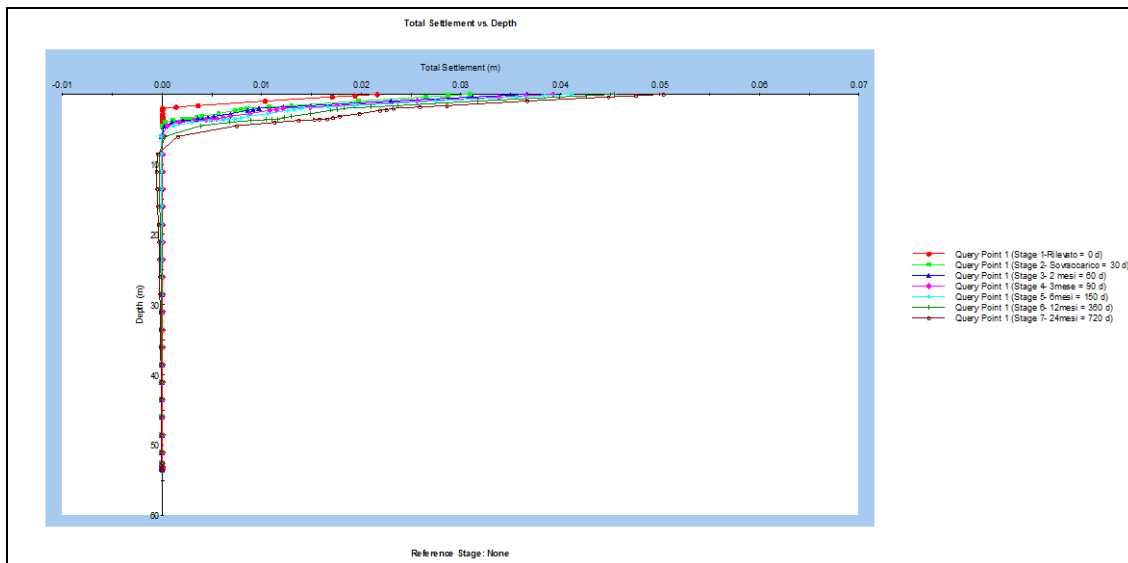


Figura 14. Risultati delle analisi (cedimento al variare della profondità)

Si assiste ai seguenti fenomeni:

- Il rilevato ferroviario determina un cedimento dell'ordine di 2cm;
- L'applicazione del carico ferroviario incrementa istantaneamente il valore del cedimento massimo a circa 3.1 cm;
- Al mese successivo, l'entità del sovraccarico risulta dell'ordine di 3.7cm
- I cedimenti differiti nel tempo (a parità di carico) determinano l'incremento del valore totale di cedimento a 5.5cm (rif. 2 anni), con un differenziale di circa 2cm rispetto al cedimento immediato all'applicazione del sovraccarico stradale.

La sezione in esame, dunque, manifesta cedimenti limitati e compatibili con la funzionalità della struttura.

## 6. MURODI SOTTOSCARPA 1

Il muro di sottoscarpa MS1 (Figura 15) presenta uno sviluppo di circa 40 m ed un'altezza massima di 2.85m (altezza dell'elevazione). L'altezza del tratto in elevazione varia in funzione della quota del piano stradale; infatti la testa del muro deve trovarsi 5cm sopra la quota del piano viabile per permettere il corretto posizionamento delle barriere. Questa condizione implica che i primi 70cm dalla testa del muro dovranno avere una larghezza di 70cm; per il rimanente tratto di elevazione invece, la sezione avrà larghezza pari a 40 cm (Figura 16, a)). Altro vincolo progettuale si ha nel tratto iniziale del muro (dove sono presenti i tratti in elevazione più bassi) in cui ha la presenza di una canaletta idraulica. Per evitare interferenze con tale opera, i primi 9.5 metri della struttura di sostegno prevedono la mancanza della scarpa esterna inferiore (Figura 16, b)).

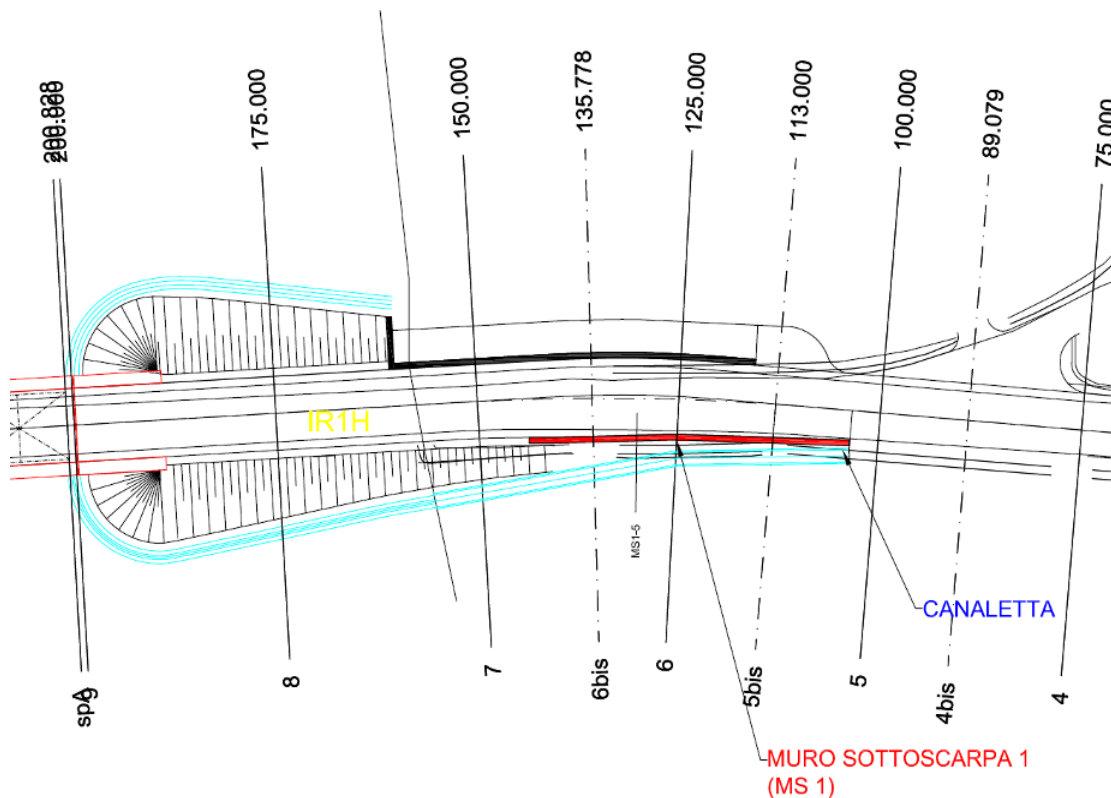


Figura 15 - Ubicazione planimetrica del muro di sottoscarpa.

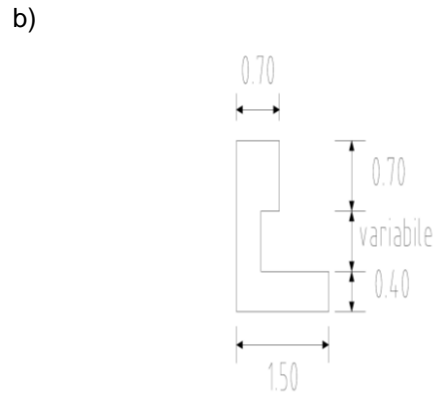
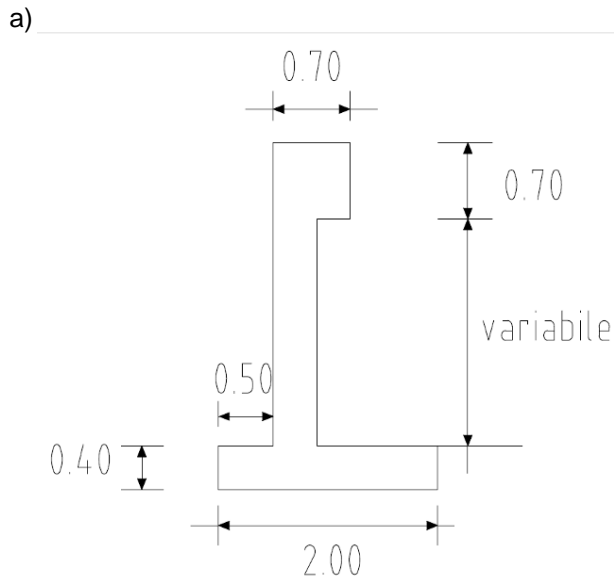


Figura 16 – Geometrie tipo del muro di sottoscarpa.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-03-E-CV-RO-IR1H-0X-003-A00 Relazione geologico geotecnica
	Foglio 31 di 75

## 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 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:
  - $f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c = R_{ck} \times 0.83/\gamma_c$
  - $\gamma_c = 1.6 \text{ per SLU}$
  - $\gamma_c = 1.0 \text{ per SLE}$

### 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:
  - $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$
  - $\gamma_s = 1.15 \text{ per SLU}$
  - $\gamma_s = 1.0 \text{ per SLE}$

### Stati limite:

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

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	IG51-03-E-CV-RO-IR1H-0X-003-A00 Relazione geologico geotecnica
	Foglio 32 di 75

## 6.2. Criteri di verifica

Il progetto e la verifica della struttura in questione è stata eseguita mediante il metodo degli “Stati Limite”, verificando:

SLU di tipo geotecnico (GEO) e di equilibrio di corpo rigido (EQU):

- scorrimento sul piano di posa ( $FS \geq 1.3$ );
- verifica al ribaltamento ( $FS \geq 1.5$ );
- collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno ( $FS \geq 2.0$ );
- verifica di stabilità globale ( $FS \geq 1.3$ ).

SLU di tipo strutturale (STR):

- resistenza negli elementi strutturali.

SLE di tipo strutturale (STR):

- verifica allo stato limite di fessurazione ( $w_1 < 0.150$  [mm] lato terreno);
- verifica delle tensioni massime lato calcestruzzo ed acciaio.

Nelle verifiche allo scorrimento è stata del tutto trascurata la presenza di reazione passiva da parte del terreno a valle dell'opera.

Nel seguito si riporta una breve descrizione dei criteri di verifica sia con riferimento alle condizioni statiche che sismiche.

## 6.3. Verifiche geotecniche (GEO)

### 6.3.1. Verifica allo scorrimento sul piano di posa

Il rapporto fra la somma delle forze resistenti nella direzione dello slittamento e la somma delle componenti nella stessa direzione delle azioni sul muro deve risultare non inferiore a 1,3.

In condizioni sismiche si è tenuto conto, oltre che dell'incremento di spinta del terreno, anche delle forze di inerzia delle masse del muro e/o ad esso collegate.

### 6.3.2. Verifica al ribaltamento

Il rapporto tra il momento delle forze stabilizzanti e quello delle forze ribaltanti riapetto al lembo anteriore della base non deve risultare minore di 1,5.

In condizioni sismiche si è tenuto conto, oltre che dell'incremento di spinta del terreno, anche delle forze di inerzia delle masse del muro e/o ad esso collegate.



GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-03-E-CV-RO-IR1H-0X-003-A00 Relazione geologico geotecnica
	Foglio 33 di 75

### 6.3.3. Verifica di capacità portante

Il coefficiente di sicurezza per la verifica di capacità portante non deve risultare minore di 2.

La capacità portante limite viene valutata, secondo il criterio di Meyerhof, con riferimento alla fondazione equivalente, definita come la parte della fondazione reale rispetto alla quale la risultante dei carichi è baricentrica.

Per fondazioni rettangolari di dimensioni in pianta B ed L, indicate rispettivamente con eB ed eL le due componenti in direzione di B e di L della eccentricità del carico, le dimensioni efficaci Be ed Le sono espresse da:

$$B_e = B - 2 e_B \quad L_e = L - 2 e_L$$

Verifiche in termini di sforzi efficaci (terreni di tipo non coesivo o terreno coesivo a lungo termine)

La pressione limite della fondazione è stata valutata in base alla soluzione di Prandtl (1921) e successive generalizzazioni. Per tenere conto della geometria reale e della presenza della scarpata immediatamente a valle della fondazione si è fatto riferimento alla espressione nella forma più generale di seguito riportata:

$$q_u = \frac{1}{2} \gamma' B N_{\gamma} s_{\gamma} d_{\gamma} i_{\gamma} b_{\gamma} g_{\gamma} + \sigma'_{vo} N_q s_q d_q i_q b_q g_q + c' N_c s_c d_c i_c b_c g_c$$

in cui:

B = dimensione efficace minore della fondazione ;

$N_{\gamma}$ ,  $N_q$ ,  $N_c$  = fattori di capacità portante, funzioni dell'angolo di attrito  $\varphi$ ;

$s_{\gamma}$ ,  $s_q$ ,  $s_c$  = fattori correttivi che tengono conto della forma della fondazione;

$d_{\gamma}$ ,  $d_q$ ,  $d_c$  = fattori correttivi che tengono conto della profondità del piano di imposta;

$i_{\gamma}$ ,  $i_q$ ,  $i_c$  = fattori correttivi che tengono conto della inclinazione del carico;

$b_{\gamma}$ ,  $b_q$ ,  $b_c$  = fattori correttivi che tengono conto della inclinazione della base della fondazione;

$g_{\gamma}$ ,  $g_q$ ,  $g_c$  = fattori correttivi che tengono conto della inclinazione del piano campagna circostante la fondazione;

$\sigma'_{vo}$  = pressione verticale efficace agente nelle adiacenze della fondazione alla quota del piano di imposta;

I coefficienti di capacità portante  $N_{\gamma}$ ,  $N_q$  ed  $N_c$  sono ricavati dalle seguenti espressioni (Vesic 1973):

$$N_q = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} e^{\pi \tan \varphi}$$

$$N_{\gamma} = 2 \times (N_q + 1) \times \tan(\varphi)$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan(\varphi)$$

I coefficienti correttivi possono essere valutati mediante le espressioni:

$$s_{\gamma} = s_q = 1 + 0.1 (B/L) (1 + \sin \varphi) / (1 - \sin \varphi)$$

$$s_c = 1 + 0.2 (B/L) (1 + \sin \varphi) / (1 - \sin \varphi)$$

$$i_{\gamma} = (1 - H / (N + B L c' / \tan \varphi)) (m + 1)$$

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-03-E-CV-RO-IR1H-0X-003-A00 Relazione geologico geotecnica

Foglio  
34 di 75

$$\begin{aligned}
 i q &= (1 - H/(N + B L c' / \tan \varphi))^m \\
 i c &= i q - (1 - i q)/(N c \tan \varphi) \\
 m &= (2 + B/L)/(1+B/L) \\
 d \gamma &= 1 \\
 d q &= 1 + 2 \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2 \arctan (z f/B) \\
 d c &= d q - (1 - d q)/(N c \tan \varphi') \\
 b \gamma &= b q \\
 b q &= (1 - \alpha \tan \varphi')^2 \\
 b c &= b q - (1 - b q)/(N c \tan \varphi') \\
 g \gamma &= g q \\
 g q &= (1 - \tan \omega)^2 \\
 g c &= g q - (1 - g q)/(N c \tan \varphi')
 \end{aligned}$$

I simboli utilizzati nelle espressioni precedenti rappresentano:

- $z f$  = profondità del piano di imposta misurata dal tetto dello strato portante ;  
 $N$  = componente della risultante dei carichi perpendicolare al piano di imposta (risultante dei carichi verticali nel caso più comune di piano di imposta orizzontale);  
 $\alpha$  = inclinazione, in radianti, del piano di imposta, positiva per piano di imposta pendente verso "monte", cioè in direzione opposta a quella verso cui si presume si sviluppi la rottura;  
 $\omega$  = inclinazione, in radianti, del piano campagna, positiva per piano campagna pendente verso "valle", cioè nella direzione verso cui si presume si sviluppi la rottura.

#### 6.4. Verifiche strutturali (STR)

Alle azioni del terreno si applicano i coefficienti parziali propri delle verifiche STR per le verifiche allo SLU, mentre si considerano coefficienti parziali unitari sulle azioni ed i parametri caratteristici del terreno per le verifiche allo SLE.

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>	<i>Coeff. Parziale</i>	<i>STR</i>	<i>SISMA</i>
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	1.0	1.0
	Sfavorevole		1.4	1.0
Permanenti portati	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.0
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Q1}$	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.0

##### 6.4.1. Verifiche SLU

E' stata condotta la verifica in assenza ed in presenza di sisma per le membrature maggiormente sollecitate: il fusto del muro in corrispondenza dell'incastro e nella platea di fondazione, in corrispondenza delle sezioni di incastro lato monte e lato valle.

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 	
	<p>IG51-03-E-CV-RO-IR1H-0X-003-A00 Relazione geologico geotecnica</p>	<p>Foglio 35 di 75</p>

#### 6.4.2. Verifiche SLE

In corrispondenza delle medesime sezioni sono state effettuate le verifiche sulla massima ampiezza delle fessure (verifica allo stato limite di fessurazione) e sulle massime tensioni nel calcestruzzo e nelle armature (verifica delle tensioni in esercizio).

#### 6.5. Risultati verifiche geotecniche

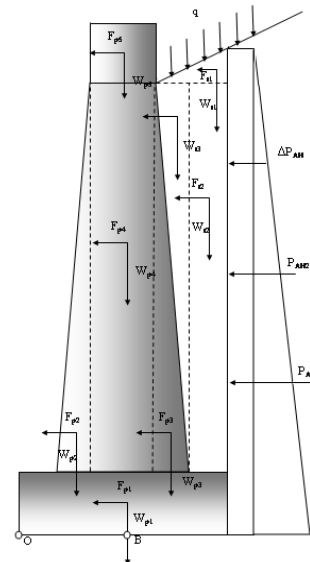
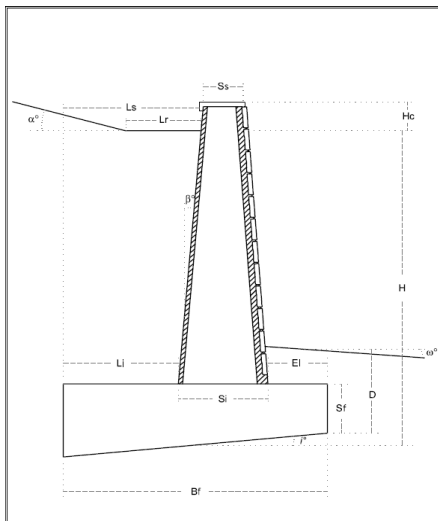
Sono riportati di seguito i risultati delle verifiche condotte in presenza ed in assenza di sisma per le diverse sezioni tipo.

Si sono verificate le due sezioni più critiche per i due tratti di muro, quello iniziale senza la scarpa esterna inferiore (sez A) della ciabatta di fondazione e il secondo tratto di opera (sez B).

Sono riportati di seguito i risultati delle verifiche condotte in presenza ed in assenza di sisma per le diverse sezioni tipo.

## 6.5.1. GEO – sezione A

<i>Dati di carattere generale</i>	
Definire tipologia muro (Ordinario [1] o Prefabb/Contraff [2])	1
H = altezza [m]	1.67
H <sub>c</sub> = altezza cordolo [m]	0.05
S <sub>s</sub> = spessore superiore [m]	0.40
S <sub>i</sub> = spessore inferiore [m]	0.40
L <sub>i</sub> = scarpa interna inferiore [m]	1.10
L <sub>s</sub> = scarpa interna superiore [m]	1.10
E <sub>i</sub> = scarpa esterna inferiore [m]	0.000
B <sub>f</sub> = base fondazione [m]	1.50
S <sub>f</sub> = spessore fondazione [m]	0.40
L <sub>r</sub> = lunghezza tratto rettilineo su ciabatta [m]	0.00
γ <sub>c</sub> = Peso di volume calcestruzzo [kN/m <sup>3</sup> ]	25
Inclinazione del paramento interno β (°)	0.0
Inclinazione della fondazione del paramento i (°)	0.0
Inclinazione piano campagna a tergo dell'opera α (°)	0.0
<i>Parametri terreno di riempimento</i>	
γ <sub>d</sub> = Peso di volume [kN/m <sup>3</sup> ]	19
φ <sub>k</sub> = angolo di attrito terreno di riempimento [°]	35
c <sub>k</sub> = coesione [kPa]	0
<i>Parametri terreno di fondazione</i>	
d <sub>w</sub> = Dislivello tra base fondazione e falda [m]	0
γ <sub>d</sub> = Peso di volume [kN/m <sup>3</sup> ]	19
φ <sub>k</sub> = angolo di attrito terreno di fondazione [°]	38
c <sub>k</sub> = coesione [kPa]	0
c <sub>u</sub> = coesione non drenata [kPa]	0



Calcolo spinta

Stabilità globale e dimensionamento fondazione		Dimensionamento elevazione		
$\alpha$ = inclinazione del terrapieno [°]	0.0	$\alpha$ = inclinazione del terrapieno [°]	0.0	
$\beta$ = inclinazione paramento [°]	0.0	$\beta$ = inclinazione paramento [°]	0.0	
$(\delta/\phi)$ = attrito muro-terreno (per muri a T = 1)	1.00	$(\delta/\phi)$ = attrito muro-terreno (per muri a T = 1)	1.00	
$(\delta'/\phi)$ = attrito muro-terreno (tra terreno ed elevazione)	0.60	$(\delta'/\phi)$ = attrito muro-terreno (tra terreno ed elevazione)	0.60	
$Q_{perm1}$ = sovraccarico permanente a tergo del muro [kPa]	0.0	$Q_{perm1}$ = sovraccarico permanente a tergo del muro [kPa]	0.0	
$Q_{acc}$ = sovraccarico accidentale a tergo muro [kPa]	20.0	$Q_{acc1}$ = sovraccarico accidentale a tergo muro [kPa]	20.0	
$Q_{acc\ sisma}$ = sovraccarico accidentale a tergo muro con sisma [kPa]	10.0	$Q_{acc\ sisma}$ = sovraccarico accidentale a tergo muro con sisma [kPa]	10.0	
$Q_{perm2}$ = sovraccarico permanente su ciabatta [kPa]	0.0	$Q_{perm2}$ = sovraccarico permanente su ciabatta [kPa]	0.0	
$Q_{acc}$ = sovraccarico accidentale su ciabatta [kPa]	0.0	$Q_{acc2}$ = sovraccarico accidentale su ciabatta [kPa]	0.0	
$Q_{acc\ sisma}$ = sovraccarico accidentale su ciabatta con sisma [kPa]	0.0	$Q_{acc\ sisma}$ = sovraccarico accidentale a tergo muro con sisma [kPa]	0.0	
Presenza Guard-Rail (S/No)	no	Presenza Guard-Rail (S/No)	no	
Strutture frangivento [m]	0.0	Strutture frangivento [m]	0.0	
Strutture a sbalzo [m]	0.0	Strutture a sbalzo [m]	0.0	
$\gamma_t$ = peso di volume terreno [kN/m <sup>3</sup> ]	19.0	$\gamma_t$ = peso di volume terreno [kN/m <sup>3</sup> ]	19.0	
$\phi'_k$ = angolo di attrito terreno di riempimento [°]	35.0	$\phi'_k$ = angolo di attrito terreno di riempimento [°]	35.0	
$\phi'_d$ = angolo di attrito terreno di riempimento [°]	35.0	$\phi'_d$ = angolo di attrito terreno di riempimento [°]	35.0	
$\delta'_k$ = angolo di attrito Muro-Terreno di riempimento [°]	35.0	$\delta'_k$ = angolo di attrito Muro-Terreno di riempimento [°]	35.0	
$\delta'_d$ = angolo di attrito Muro-Terreno di riempimento [°]	35.0	$\delta'_d$ = angolo di attrito Muro-Terreno di riempimento [°]	35.0	
$C'_k$ = coesione [kPa]	0.0	$C'_k$ = coesione [kPa]	0.0	
$C'_d$ = coesione [kPa]	0.0	$C'_d$ = coesione [kPa]	0.0	
$K_a$ = coefficiente di spinta attiva	0.250	$K_a$ = coefficiente di spinta attiva	0.250	
$K_{a(\delta/\phi=0)}$ = coefficiente di spinta attiva ( $\delta/\phi=0$ )	0.271	$K_{a(\delta/\phi=0)}$ = coefficiente di spinta attiva ( $\delta/\phi=0$ )	0.271	
$a_g/g$ (acc. sismica associabile)	0.150	$a_g/g$ (acc. sismica associabile)	0.150	
Categoria di sottosuolo	C	$\gamma_I$ (fattore di importanza)	1.30	
S (coefficiente di suolo = $S_{sx}S_t$ )	1.25	S (coefficiente di suolo = $S_{sx}S_t$ )	1.25	
1/r (fattore riduzione accelerazione)	0.50	1/r (fattore riduzione accelerazione)	0.50	
$K_h$ (coefficiente sismico orizzontale)	0.094	$K_h$ (coefficiente sismico orizzontale)	0.094	
$K_v$ (coefficiente sismico verticale)	-0.047	$K_v$ (coefficiente sismico verticale)	0.047	
$\theta_{max}$ = rotazione addizionale muro-terreno (evento sismico)	5.618	$\theta_{max}$ = rotazione addizionale muro-terreno (evento sismico)	5.618	
$K_{as}$ = coefficiente di spinta attiva sismica	0.327	$K_{as}$ = coefficiente di spinta attiva sismica	0.327	
Spinta passiva presa in considerazione [%]	0	Spinta passiva presa in considerazione [%]	0	
Risultante spinta passiva [kN/m]	0.00	Risultante spinta passiva [kN/m]	0.00	
Calcolo delle spinte		Calcolo delle spinte sull'elevazione		
Condizioni statiche	$Z_0$ (STR) = altezza di autosostegno [m]	0.00	$Z_0$ (STR) = altezza di autosostegno [m]	0.00
	$Z_0$ (GEO) = altezza di autosostegno [m]	0.00	$Z_0$ (GEO) = altezza di autosostegno [m]	0.00
	$P_A$ (STR) = Risultante spinta attiva [kN/m]	21.77	$P_A$ (STR) = Risultante spinta attiva [kN/m]	14.87
	$P_A$ (GEO) = Risultante spinta attiva [kN/m]	14.96	$P_A$ (GEO) = Risultante spinta attiva [kN/m]	10.17
	$P_A$ (SLE) = Risultante spinta attiva [kN/m]	14.96	$P_A$ (SLE) = Risultante spinta attiva [kN/m]	10.17
	$P_{AV}$ (STR) = Componente verticale [kN/m]	12.49	$P_{AV}$ (STR) = Componente verticale [kN/m]	8.53
	$P_{AV}$ (GEO) = Componente verticale [kN/m]	8.58	$P_{AV}$ (GEO) = Componente verticale [kN/m]	5.83
	$P_{AV}$ (SLE) = Componente verticale [kN/m]	8.58	$P_{AV}$ (SLE) = Componente verticale [kN/m]	5.83
	$P_{AH1}$ (STR) = Spinta orizzontale terreno [kN/m]	7.59	$P_{AH1}$ (STR) = Spinta orizzontale terreno [kN/m]	4.39
	$P_{AH1}$ (GEO) = Spinta orizzontale terreno [kN/m]	5.42	$P_{AH1}$ (GEO) = Spinta orizzontale terreno [kN/m]	3.13
	$P_{AH1}$ (SLE) = Spinta orizzontale terreno [kN/m]	5.42	$P_{AH1}$ (SLE) = Spinta orizzontale terreno [kN/m]	3.13
	$P_{AH2}$ (STR) = Spinta orizzontale sovraccarico [kN/m]	11.68	$P_{AH2}$ (STR) = Spinta orizzontale sovraccarico [kN/m]	8.88
	$P_{AH2}$ (GEO) = Spinta orizzontale sovraccarico [kN/m]	7.79	$P_{AH2}$ (GEO) = Spinta orizzontale sovraccarico [kN/m]	5.92
	$P_{AH2}$ (SLE) = Spinta orizzontale sovraccarico [kN/m]	7.79	$P_{AH2}$ (SLE) = Spinta orizzontale sovraccarico [kN/m]	5.92
Condizioni sismiche	$Z_{0ss}$ (STR) = altezza di autosostegno [m]	0.00	$Z_{0ss}$ (STR) = altezza di autosostegno [m]	0.00
	$Z_{0ss}$ (GEO) = altezza di autosostegno [m]	0.00	$Z_{0ss}$ (GEO) = altezza di autosostegno [m]	0.00
	$P_{Aiss}$ (STR) = Spinta attiva sismica terreno [kN/m]	9.06	$P_{Aiss}$ (STR) = Spinta attiva sismica terreno [kN/m]	5.24
	$P_{Aiss}$ (GEO) = Spinta attiva sismica terreno [kN/m]	9.06	$P_{Aiss}$ (GEO) = Spinta attiva sismica terreno [kN/m]	5.24
	$P_{Aqss}$ (STR) = Spinta attiva sismica sovraccarico [kN/m]	5.46	$P_{Aqss}$ (STR) = Spinta attiva sismica sovraccarico [kN/m]	4.15
	$P_{Aqss}$ (GEO) = Spinta attiva sismica sovraccarico [kN/m]	5.46	$P_{Aqss}$ (GEO) = Spinta attiva sismica sovraccarico [kN/m]	4.15
	$P_{AH1(\delta/\phi=0)}$ (STR) = Spinta orizz. terreno [kN/m]	7.18	$P_{AH1(\delta/\phi=0)}$ (STR) = Spinta orizz. terreno [kN/m]	4.15
	$P_{AH1(\delta/\phi=0)}$ (GEO) = Spinta orizz. terreno [kN/m]	7.18	$P_{AH1(\delta/\phi=0)}$ (GEO) = Spinta orizz. terreno [kN/m]	4.15
	$P_{AH2(\delta/\phi=0)}$ (STR) = Spinta orizz. sovraccarico [kN/m]	4.53	$P_{AH2(\delta/\phi=0)}$ (STR) = Spinta orizz. sovraccarico [kN/m]	3.44
	$P_{AH2(\delta/\phi=0)}$ (GEO) = Spinta orizz. sovraccarico [kN/m]	4.53	$P_{AH2(\delta/\phi=0)}$ (GEO) = Spinta orizz. sovraccarico [kN/m]	3.44
	$\Delta P_{AH1ss}$ (STR) = Componente dinamica terreno [kN/m]	1.88	$\Delta P_{AH1ss}$ (STR) = Componente dinamica terreno [kN/m]	1.09
	$\Delta P_{AH1ss}$ (GEO) = Componente dinamica terreno [kN/m]	1.88	$\Delta P_{AH1ss}$ (GEO) = Componente dinamica terreno [kN/m]	1.09
	$\Delta P_{AHqss}$ (STR) = Componente dinamica sovraccarico [kN/m]	0.93	$\Delta P_{AHqss}$ (STR) = Componente dinamica sovraccarico [kN/m]	0.71
	$\Delta P_{AHqss}$ (GEO) = Componente dinamica sovraccarico [kN/m]	0.93	$\Delta P_{AHqss}$ (GEO) = Componente dinamica sovraccarico [kN/m]	0.71
Azioni dovute all'urto		Azioni dovute all'urto		
Condizioni statiche	$T_u$ = Reazione orizzontale [kN/m]	0.000	$T_u$ = Reazione orizzontale [kN/m]	0.00
	$M_u$ = Momento flettente [kNm/m]	0.00	$M_u$ = Momento flettente [kNm/m]	0.00
Azioni dovute alle strutture frangivento		Azioni dovute alle strutture frangivento		
Condizioni statiche	$T_f$ = Reazione orizzontale [kN/m]	0.00	$T_f$ = Reazione orizzontale [kN/m]	0.00
	$M_f$ = Momento flettente [kNm/m]	0.00	$M_f$ = Momento flettente [kNm/m]	0.00
Azioni dovute alle strutture a sbalzo		Azioni dovute alle strutture a sbalzo		
Condizioni statiche	$N_{sb}$ = Carico assiale [kN/m]	0.00	$N_{sb}$ = Carico assiale [kN/m]	0.00
	$M_{sb}$ = Momento flettente [kNm/m]	0.00	$M_{sb}$ = Momento flettente [kNm/m]	0.00
Condizioni sismiche	$N_{sb}$ = Carico assiale [kN/m]	0.00	$N_{sb}$ = Carico assiale [kN/m]	0.00
	$M_{sb}$ = Momento flettente [kNm/m]	0.00	$M_{sb}$ = Momento flettente [kNm/m]	0.00
	$T_{sb}$ = Forza orizzontale sismica [kN/m]	0.00	$T_{sb}$ = Forza orizzontale sismica [kN/m]	0.00
	Numero di corsie [-]	0.0	Numero di corsie [m]	0.0
	$W_{sb}$ = Peso proprio [kN/m]		$W_{sb}$ = Peso proprio [kN/m]	0.0
	$Q_{sb}$ = Carico agente sulla struttura [kN/m]	0.0	$Q_{sb}$ = Carico agente sulla struttura [kN/m]	0.0

Analisi dei carichi e verifiche globali (GEO)											
Forze verticali statiche [kN/m]					Forze orizzontali statiche [kN/m]						
$W_{p1}$	15.00	$b_{p1o}$	0.75	$b_{p1B}$	0.00	$P_{AH1}$	5.42	$b_{AH1}$	0.56		
$W_{p2}$	0.00	$b_{p2o}$	0.00	$b_{p2B}$	0.75	$P_{AH2(q1)}$	7.79	$b_{AH2}$	0.84		
$W_{p3}$	0.00	$b_{p3o}$	0.40	$b_{p3B}$	0.35	Forze orizzontali sismiche [kN/m]					
$W_{p4}$	12.70	$b_{p4o}$	0.20	$b_{p4B}$	0.55	$F_{p1}$	1.41	$b_{p1}$	0.20		
$W_{p5}$	0.50	$b_{p5o}$	0.20	$b_{p5B}$	0.55	$F_{p2}$	0.00	$b_{p2}$	0.82		
$W_{t1}$	0.00	$b_{t1o}$	1.13	$b_{t1B}$	-0.38	$F_{p3}$	0.00	$b_{p3}$	0.82		
$W_{t2}$	26.54	$b_{t2o}$	0.95	$b_{t2B}$	-0.20	$F_{p4}$	1.19	$b_{p4}$	1.04		
$W_{t3}$	0.00	$b_{t3o}$	0.40	$b_{t3B}$	0.35	$F_{p5}$	0.05	$b_{p5}$	1.70		
$W_{q2statico}$	0.00	$b_{q2statico}$	0.95	$b_{q2staticB}$	-0.20	$F_{t1}$	0.00	$b_{t1}$	1.67		
$P_{AV}$	8.58	$b_{AVo}$	1.50	$b_{AVB}$	-0.75	$F_{t2}$	2.49	$b_{t2}$	1.04		
Forze verticali sismiche [kN/m]					$F_{t3}$	0.00	$b_{t3}$	1.25			
$F_{vp1}$	0.70	$b_{p1o}$	0.75	$b_{p1B}$	0.00	$P_{AH1(\delta=0)}$	7.18	$b_{AH1}$	0.56		
$F_{vp2}$	0.00	$b_{p2o}$	0.00	$b_{p2B}$	0.75	$P_{AH2(\delta=0)(q1)}$	4.53	$b_{AH2}$	0.84		
$F_{vp3}$	0.00	$b_{p3o}$	0.40	$b_{p3B}$	0.35	$\Delta P_{AHss}$	1.88	$b_{\Delta AH}$	0.56		
$F_{vp4}$	0.60	$b_{p4o}$	0.20	$b_{p4B}$	0.55	$\Delta P_{AHqs(q1)}$	0.93	$b_{\Delta AH}$	0.84		
$F_{vp5}$	0.02	$b_{p5o}$	0.20	$b_{p5B}$	0.55	Forze verticali e orizzontali statiche (EQU) [kN/m]					
$F_{v1}$	0.00	$b_{t1o}$	1.13	$b_{t1B}$	-0.38	$P_{AV} (EQU)$	8.58	$b_{AVo}$	1.50		
$F_{v2}$	1.24	$b_{t2o}$	0.95	$b_{t2B}$	-0.20	$P_{AH1} (EQU)$	5.42	$b_{AH1}$	0.56		
$F_{v3}$	0.00	$b_{t3o}$	0.40	$b_{t3B}$	0.35	$P_{AH2(q1)} (EQU)$	7.79	$b_{AH2}$	0.84		
Verifiche in condizioni statiche					Verifiche in condizioni sismiche						
Verifica al ribaltamento					Verifica al ribaltamento						
Momento stabilizzante [kNm/m]					51.97	Momento stabilizzante [kNm/m]					37.27
Momento ribaltante [kNm/m]					9.52	Momento ribaltante [kNm/m]					12.51
$F_s$					5.46 > 1.5	$F_s$					2.98 > 1.5
Verifica a scorrimento					Verifica a scorrimento						
Risultante carichi orizzontali [kN/m]					13.21	Risultante carichi orizzontali [kN/m]					19.65
Risultante carichi verticali [kN/m]					63.32	Risultante carichi verticali [kN/m]					52.18
Angolo d'attrito terreno [°]					38.0	Angolo d'attrito terreno [°]					38.0
Coefficiente d'attrito					1.00	Coefficiente d'attrito					1.00
$F_s$					3.7461 > 1.3	$F_s$					2.074 > 1.3
Sollecitazione in baricentro fondazione					Sollecitazione in baricentro fondazione						
Risultante delle azioni normali al piano [kN]					63.32	Risultante delle azioni normali al piano [kN]					57.31
Risultante delle azioni parallele al piano [kN]					13.21	Risultante delle azioni parallele al piano [kN]					19.65
Momento baricentrico [kNm/m]					5.04	Momento baricentrico [kNm/m]					15.81
Eccentricità [m]					0.08	Eccentricità [m]					0.28
B/6 [m]					0.25	B/6 [m]					0.25
La sezione non è parzializzata					La sezione è parzializzata						
Distribuzione tensioni con $s_{max}$ a valle					Distribuzione tensioni con $s_{max}$ a valle						
$\sigma_{max}$ ( $s_{max}$ scaricata sul terreno) [kPa]					55.64	$\sigma_{max}$ ( $s_{max}$ scaricata sul terreno) [kPa]					80.59
$\sigma_{min}$ ( $s_{min}$ scaricata sul terreno) [kPa]					28.79	$\sigma_{min}$ ( $s_{min}$ scaricata sul terreno) [kPa]					0.00
Lunghezza tratto compresso [m]					1.50	Lunghezza tratto compresso [m]					1.42
Verifica al carico limite					Verifica al carico limite						
$\gamma_e =$ Peso di volume equivalente [kN/m <sup>3</sup> ]					9.00	$\gamma_e =$ Peso di volume equivalente [kN/m <sup>3</sup> ]					9.00
$\phi$ terreno di fondazione [°]					38.00	$\phi$ terreno di fondazione [°]					38.00
$c'$ terreno di fondazione [kPa]					0.00	$c'$ terreno di fondazione [kPa]					0.00
D Profondità piano fondazione [m]					1.40	D Profondità piano fondazione [m]					1.40
Inclinazione piano campagna $\omega$ [°]					0.00	Inclinazione piano campagna $\omega$ [°]					0.00
$B_{fondazione}$ [m]					1.50	$B_{fondazione}$ [m]					1.50
Eccentricità [m]					0.08	Eccentricità [m]					0.28
$B = B - 2e$ [m]					1.34	$B = B - 2e$ [m]					0.95
B/6 [m]					0.25	B/6 [m]					0.25
$H_w =$ Altezza del cuneo bac [m]					1.37	$H_w =$ Altezza del cuneo bac [m]					0.97
Coefficienti di capacità portante	$N_\gamma$				78.02	Coefficienti di capacità portante	$N_\gamma$				78.02
	$N_c$				61.35		$N_c$				61.35
	$N_q$				48.93		$N_q$				48.93
	$d_q$				1.19		$d_q$				1.23
	$d_c$				1.19		$d_c$				1.23
	$i_\gamma$				0.50		$i_\gamma$				0.28
	$i_q$				0.63		$i_q$				0.43
	$i_c$				0.62		$i_c$				0.42
	$b_\gamma$				1.00		$b_\gamma$				1.00
	$b_q$				1.00		$b_q$				1.00
$b_c$				1.00	$b_c$				1.00		
$\gamma_\gamma$				1.00	$\gamma_\gamma$				1.00		
$\gamma_q$				1.00	$\gamma_q$				1.00		
$\gamma_c$				1.00	$\gamma_c$				1.00		
Carico limite [kPa]					691.54	Carico limite [kPa]					420.62
Carico sul piano di posa [kPa]					47.22	Carico sul piano di posa [kPa]					60.44
$F_s$					14.64 > 2.0	$F_s$					6.96 > 2.0

**Sollecitazioni (STR) sul paramento e sulla suola di fondazione**

Forze verticali statiche [kN/m]					Forze orizzontali statiche [kN/m]				
$W_{p2}$	0.00	$b_{p2o}$	0.00	$b_{p2B}$	0.75	$P_{AH1}$	4.39	$b_{AH1}$	0.42
$W_{p3}$	0.00	$b_{p3o}$	0.40	$b_{p3B}$	0.35	$P_{AH2}$	8.88	$b_{AH2}$	0.64
$W_{p4}$	12.70	$b_{p4o}$	0.20	$b_{p4B}$	0.55	Forze orizzontali sismiche [kN/m]			
$W_{p5}$	0.50	$b_{p5o}$	0.20	$b_{p5B}$	0.55	$F_{p2}$	0.00	$b_{p2}$	0.42
$W_{t1}$	0.00	$b_{t1o}$	1.13	$b_{t1B}$	-0.38	$F_{p3}$	0.00	$b_{p3}$	0.42
$W_{t2}$	26.54	$b_{t2o}$	0.95	$b_{t2B}$	-0.20	$F_{p4}$	1.19	$b_{p4}$	0.64
$W_{t3}$	0.00	$b_{t3o}$	0.40	$b_{t3B}$	0.35	$F_{p5}$	0.05	$b_{p5}$	1.30
$P_{AV}$	8.53	$b_{AVo}$	1.50	$b_{AVB}$	-0.75	$F_{t1}$	0.00	$b_{t1}$	1.27
$W_{q2statico}$	0.00	$b_{qo}$	0.95	$b_{qB}$	-0.20	$F_{t2}$	2.49	$b_{t2}$	0.64
$W_{q2sis}$	0.00	$b_{qo}$	0.95	$b_{qB}$	-0.20	$F_{t3}$	0.00	$b_{t3}$	0.85
Forze verticali sismiche [kN/m]					$P_{AH1(d=0)}$	4.15	$b_{AH1}$	0.42	
$F_{vp2}$	0.00	$b_{p2o}$	0.00	$b_{p2B}$	0.75	$P_{AH2(d=0)}$	3.44	$b_{AH2}$	0.64
$F_{vp3}$	0.00	$b_{p3o}$	0.40	$b_{p3B}$	0.35	$\Delta P_{AHtsis}$	1.09	$b_{\Delta AHt}$	0.85
$F_{vp4}$	0.60	$b_{p4o}$	0.20	$b_{p4B}$	0.55	$\Delta P_{AHqsis}$	0.71	$b_{\Delta AHq}$	0.64
$F_{vp5}$	0.02	$b_{p5o}$	0.20	$b_{p5B}$	0.55				
$F_{v1}$	0.00	$b_{t1o}$	1.13	$b_{t1B}$	-0.38				
$F_{v2}$	1.24	$b_{t2o}$	0.95	$b_{t2B}$	-0.20				
$F_{v3}$	0.00	$b_{t3o}$	0.40	$b_{t3B}$	0.35				

**Sollecitazioni agenti sull'elevazione**

Verifiche in condizioni statiche					Verifiche in condizioni sismiche				
Passo di calcolo					10				
Altezza paramento [m]	Altezza sezione [m]	Momento [kNm/m]	Azione assiale [kN/m]	Taglio [kN/m]	Altezza paramento [m]	Altezza sezione [m]	Momento [kNm/m]	Azione assiale [kN/m]	Taglio [kN/m]
0.70	0.40	1.26	10.50	6.23	0.70	0.40	1.99	7.85	5.95
0.25	0.40	0.06	4.06	1.95	0.25	0.40	0.23	3.18	1.82
0.38	0.40	0.20	6.03	3.06	0.38	0.40	0.54	4.51	2.87
0.51	0.40	0.48	7.81	4.26	0.51	0.40	0.99	5.84	4.02
0.64	0.40	0.94	9.59	5.54	0.64	0.40	1.61	7.17	5.27
0.76	0.40	1.62	11.37	6.91	0.76	0.40	2.41	8.50	6.63
0.89	0.40	2.57	13.15	8.37	0.89	0.40	3.40	9.83	8.10
1.02	0.40	3.84	14.92	9.91	1.02	0.40	4.60	11.16	9.66
1.14	0.40	5.47	16.70	11.55	1.14	0.40	6.03	12.49	11.34
1.27	0.40	7.50	18.48	13.27	1.27	0.40	7.71	13.82	13.12

**Sollecitazione alla base dell'elevazione****Sollecitazione alla base dell'elevazione**

Azione assiale [kN/m]	18.48	Azione assiale [kN/m]	13.82
Taglio [kN/m]	13.27	Taglio [kN/m]	13.12
Momento baricentrico [kNm/m]	7.50	Momento baricentrico [kNm/m]	7.71

**Sollecitazioni agenti sulla ciabatta di fondazione di valle**

Verifiche in condizioni statiche					Verifiche in condizioni sismiche				
$\sigma_1$ [kPa]	$\sigma_2$ [kPa]	Tratto compresso [m]	Momento [kNm/m]	Taglio [kN/m]	$\sigma_1$ [kPa]	$\sigma_2$ [kPa]	Tratto compresso [m]	Momento [kNm/m]	Taglio [kN/m]
97.31	97.31	0.00	0.00	0.00	80.59	80.59	0.00	0.00	0.00

**Sollecitazioni agenti sulla ciabatta di fondazione di monte**

Verifiche in condizioni statiche					Verifiche in condizioni sismiche				
$\sigma_1$ [kPa]	$\sigma_2$ [kPa]	Tratto compresso [m]	Momento [kNm/m]	Taglio [kN/m]	$\sigma_1$ [kPa]	$\sigma_2$ [kPa]	Tratto compresso [m]	Momento [kNm/m]	Taglio [kN/m]
21.52	77.10	1.10	-4.68	16.70	0.00	57.92	1.02	-11.24	-9.18

NB:  $\sigma_2$  è il valore di tensione sulla sezione di incastro

NB: Il momento negativo tende le fibre di estradosso della fondazione



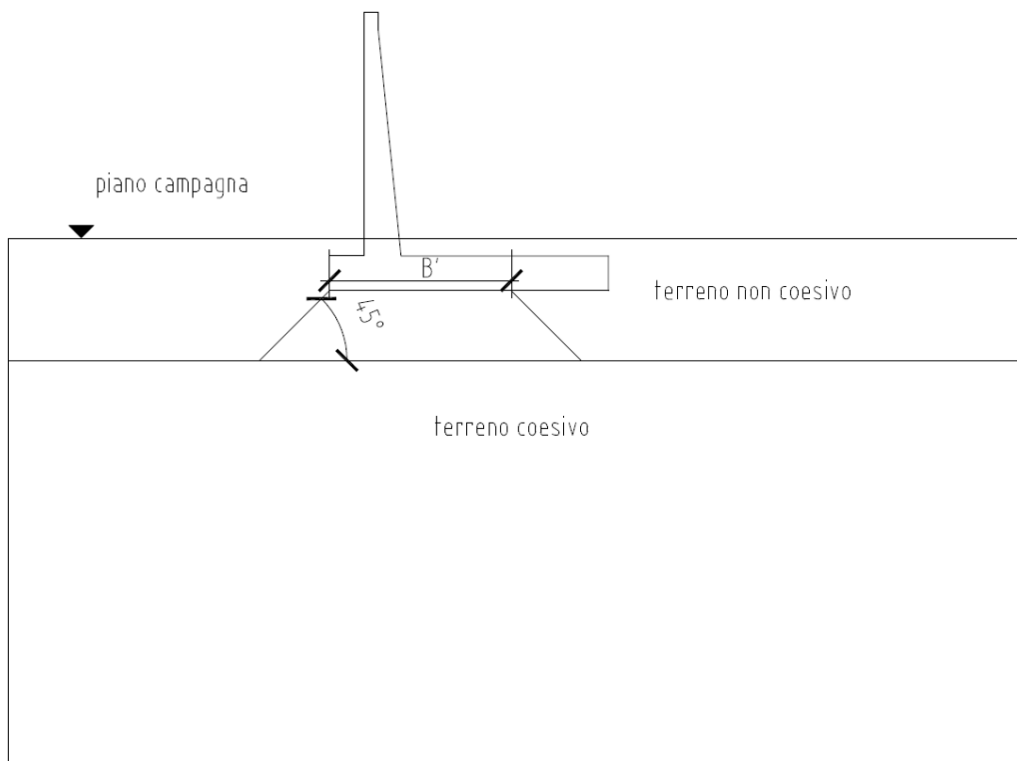
<b>Sollecitazioni (SLE) sul paramento e sulla suola di fondazione</b>									
<b>Forze verticali statiche [kN/m]</b>					<b>Forze orizzontali statiche [kN/m]</b>				
$W_{p2}$	0.00	$b_{p2o}$	0.00	$b_{p2B}$	0.75	$P_{AH1}$	3.13	$b_{AH1}$	0.42
$W_{p3}$	0.00	$b_{p3o}$	0.40	$b_{p3B}$	0.35	$P_{AH2}$	5.92	$b_{AH2}$	0.64
$W_{p4}$	12.70	$b_{p4o}$	0.20	$b_{p4B}$	0.55	<b>Forze orizzontali sismiche [kN/m]</b>			
$W_{p5}$	0.50	$b_{p5o}$	0.20	$b_{p5B}$	0.55	$F_{p2}$	0.00	$b_{p2}$	0.42
$W_{t1}$	0.00	$b_{t1o}$	1.13	$b_{t1B}$	-0.38	$F_{p3}$	0.00	$b_{p3}$	0.42
$W_{t2}$	26.54	$b_{t2o}$	0.95	$b_{t2B}$	-0.20	$F_{p4}$	1.19	$b_{p4}$	0.64
$W_{t3}$	0.00	$b_{t3o}$	0.40	$b_{t3B}$	0.35	$F_{p5}$	0.05	$b_{p5}$	1.30
$P_{AV}$	5.83	$b_{AVo}$	1.50	$b_{AVB}$	-0.75	$F_{t1}$	0.00	$b_{t1}$	1.27
$W_{q2statico}$	0.00	$b_{qo}$	0.95	$b_{qB}$	-0.20	$F_{t2}$	2.49	$b_{t2}$	0.64
$W_{q2sis}$	0.00	$b_{qo}$	0.95	$b_{qB}$	-0.20	$F_{t3}$	0.00	$b_{t3}$	0.85
<b>Forze verticali sismiche [kN/m]</b>					$P_{AH1(d=0)}$	4.15	$b_{AH1}$	0.42	
$F_{vp2}$	0.00	$b_{p2o}$	0.00	$b_{p2B}$	0.75	$P_{AH2(d=0)}$	3.44	$b_{AH2}$	0.64
$F_{vp3}$	0.00	$b_{p3o}$	0.40	$b_{p3B}$	0.35	$\Delta P_{AHtsis}$	1.09	$b_{\Delta AHt}$	0.85
$F_{vp4}$	0.60	$b_{p4o}$	0.20	$b_{p4B}$	0.55	$\Delta P_{AHqsis}$	0.71	$b_{\Delta AHq}$	0.64
$F_{vp5}$	0.02	$b_{p5o}$	0.20	$b_{p5B}$	0.55				
$F_{vt1}$	0.00	$b_{t1o}$	1.13	$b_{t1B}$	-0.38				
$F_{vt2}$	1.24	$b_{t2o}$	0.95	$b_{t2B}$	-0.20				
$F_{vt3}$	0.00	$b_{t3o}$	0.40	$b_{t3B}$	0.35				
<b>Sollecitazioni agenti sull'elevazione</b>									
<b>Verifiche in condizioni statiche</b>					<b>Verifiche in condizioni sismiche</b>				
Passo di calcolo					10				
Altezza paramento [m]	Altezza sezione [m]	Momento [kNm/m]	Azione assiale [kN/m]	Taglio [kN/m]	Altezza paramento [m]	Altezza sezione [m]	Momento [kNm/m]	Azione assiale [kN/m]	Taglio [kN/m]
0.70	0.40	0.85	7.50	4.22	0.70	0.40	1.99	7.85	5.95
0.25	0.40	0.04	3.04	1.31	0.25	0.40	0.23	3.18	1.82
0.38	0.40	0.14	4.31	2.06	0.38	0.40	0.54	4.51	2.87
0.51	0.40	0.33	5.58	2.87	0.51	0.40	0.99	5.84	4.02
0.64	0.40	0.64	6.85	3.74	0.64	0.40	1.61	7.17	5.27
0.76	0.40	1.10	8.12	4.68	0.76	0.40	2.41	8.50	6.63
0.89	0.40	1.74	9.39	5.68	0.89	0.40	3.40	9.83	8.10
1.02	0.40	2.60	10.66	6.74	1.02	0.40	4.60	11.16	9.66
1.14	0.40	3.71	11.93	7.87	1.14	0.40	6.03	12.49	11.34
1.27	0.40	5.09	13.20	9.06	1.27	0.40	7.71	13.82	13.12
<b>Sollecitazione alla base dell'elevazione</b>					<b>Sollecitazione alla base dell'elevazione</b>				
Azione assiale [kN/m]				13.20	Azione assiale [kN/m]				13.82
Taglio [kN/m]				9.06	Taglio [kN/m]				13.12
Momento baricentrico [kNm/m]				5.09	Momento baricentrico [kNm/m]				7.71
<b>Sollecitazioni agenti sulla ciabatta di fondazione di valle</b>									
<b>Verifiche in condizioni statiche</b>					<b>Verifiche in condizioni sismiche</b>				
$\sigma_1$ [kPa]	$\sigma_2$ [kPa]	Tratto compresso [m]	Momento [kNm/m]	Taglio [kN/m]	$\sigma_1$ [kPa]	$\sigma_2$ [kPa]	Tratto compresso [m]	Momento [kNm/m]	Taglio [kN/m]
68.23	68.23	0.00	0.00	0.00	80.59	80.59	0.00	0.00	0.00
<b>Sollecitazioni agenti sulla ciabatta di fondazione di monte</b>									
<b>Verifiche in condizioni statiche</b>					<b>Verifiche in condizioni sismiche</b>				
$\sigma_1$ [kPa]	$\sigma_2$ [kPa]	Tratto compresso [m]	Momento [kNm/m]	Taglio [kN/m]	$\sigma_1$ [kPa]	$\sigma_2$ [kPa]	Tratto compresso [m]	Momento [kNm/m]	Taglio [kN/m]
16.20	54.35	1.10	-3.15	1.26	0.00	57.92	1.02	-11.24	-9.18

NB:  $\sigma_2$  è il valore di tensione sulla sezione di incastro  
 NB: Il momento negativo tende le fibre di estradosso della fondazione



### 6.5.2. verifica capacità portante argilla

Sotto lo strato di terreno granulare su cui viene posata la fondazione del muro di sostegno oggetto della relazione è presente un profondo strato di argilla. Si esegue quindi una verifica a capacità portante di tale strato di terreno ipotizzando una diffusione a 45° del carico distribuito che scarica la ciabatta di fondazione.



carico sul piano di posa della fondazione  $q=420.62 \text{ kPa}$

$B'= 0.95 \text{ m}$

carico agente su terreno coesivo  $q= 19 \text{ kPa}$

$$q=19 < q_{amm}=525 \text{ kPa}$$

**Verifica soddisfatta**

**DATI DI INGRESSO**

$\gamma_w$	peso di volume acqua	9.807	(kN/m <sup>3</sup> )
$\gamma_n$	peso di volume naturale terreno	20.0	(kN/m <sup>3</sup> )
$\gamma_{sat}$	peso di volume saturo del terreno	20.0	(kN/m <sup>3</sup> )
<b>CU</b>	coesione non drenata	100.0	(kPa)
<b>B'</b>	larghezza della fondazione equivalente	5.15	(m)
<b>L'</b>	lunghezza della fondazione equivalente	1.00	(m)
<b>D</b>	profondità della fondazione da p.c. <i>(può risultare opportuno essere conservativi, in relazione al "contributo del sovraccarico"; a tal fine si introduce il coefficiente "δ")</i>	1.40	(m)
<b>δ</b>	percentuale dell'approfondimento D adottata nel calcolo	50	(%)
<b>Z<sub>w</sub></b>	profondità falda da p.c.	2.50	(m)
<b>α</b>	inclinazione della fondazione <i>(valore positivo: vedi foglio "figura")</i>	0.0	(°)
<b>ω</b>	pendenza piano campagna <i>(valore positivo: vedi foglio "figura")</i>	0.0	(°)
<b>H/N</b>	rapporto tra carico orizzontale e carico verticale	0.10	(-)
<b>FS</b>	coefficiente di sicurezza	2.00	(-)
fattori di capacità portante	$N_c$	5.14	
	$N_\gamma$	0.00	
fattori di forma	$s_c$	2.03	
	$s_\gamma$	-1.06	
fattori di approfondimento	$d_c$	1.11	
fattori di inclinazione del carico	$i_c$	0.88	
fattori di inclinazione della fondazione	$b_c$	1.00	
fattori di inclinazione del piano campagna	$g_c$	1.00	

**RISULTATI****capacità portante limite:**

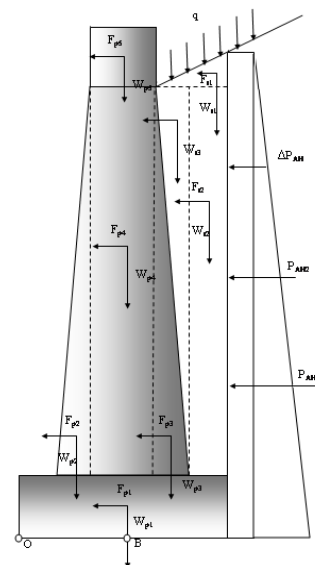
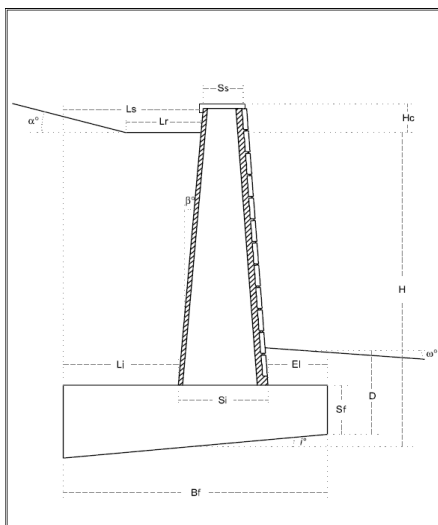
componente dovuta a $N_\gamma$	0	(kPa)
componente dovuta alla coesione	1023	(kPa)
contributo del sovraccarico	14	(kPa)

$$q_{lim} = 1037 \text{ kPa}$$

$$q_{amm} = 525 \text{ kPa}$$

### 6.5.3. GEO – sezione B

<b>Dati di carattere generale</b>	
Definire tipologia muro (Ordinario [1] o Prefabb/Contraff [2])	1
H = altezza [m]	3.25
H <sub>c</sub> = altezza cordolo [m]	0.05
S <sub>s</sub> = spessore superiore [m]	0.40
S <sub>i</sub> = spessore inferiore [m]	0.40
L <sub>i</sub> = scarpa interna inferiore [m]	1.10
L <sub>s</sub> = scarpa interna superiore [m]	1.10
E <sub>i</sub> = scarpa esterna inferiore [m]	0.500
B <sub>f</sub> = base fondazione [m]	2.00
S <sub>f</sub> = spessore fondazione [m]	0.40
L <sub>r</sub> = lunghezza tratto rettilineo su ciabatta [m]	0.00
γ <sub>c</sub> = Peso di volume calcestruzzo [kN/m <sup>3</sup> ]	25
Inclinazione del paramento interno β (°)	0.0
Inclinazione della fondazione del paramento i (°)	0.0
Inclinazione piano campagna a tergo dell'opera α (°)	0.0
<b>Parametri terreno di riempimento</b>	
γ <sub>d</sub> = Peso di volume [kN/m <sup>3</sup> ]	19
φ <sub>k</sub> = angolo di attrito terreno di riempimento [°]	35
c <sub>k</sub> = coesione [kPa]	0
<b>Parametri terreno di fondazione</b>	
d <sub>w</sub> = Dislivello tra base fondazione e falda [m]	0
γ <sub>d</sub> = Peso di volume [kN/m <sup>3</sup> ]	19
φ <sub>k</sub> = angolo di attrito terreno di fondazione [°]	38
c <sub>k</sub> = coesione [kPa]	0
c <sub>u</sub> = coesione non drenata [kPa]	0



## Calcolo spinta

Stabilità globale e dimensionamento fondazione		Dimensionamento elevazione		
$\alpha$ = inclinazione del terrapieno [°]	0.0	$\alpha$ = inclinazione del terrapieno [°]	0.0	
$\beta$ = inclinazione paramento [°]	0.0	$\beta$ = inclinazione paramento [°]	0.0	
$(\delta/\phi)$ = attrito muro-terreno (per muri a T = 1)	1.00	$(\delta/\phi)$ = attrito muro-terreno (per muri a T = 1)	1.00	
$(\delta'/\phi)$ = attrito muro-terreno (tra terreno ed elevazione)	0.60	$(\delta'/\phi)$ = attrito muro-terreno (tra terreno ed elevazione)	0.60	
$Q_{perm1}$ = sovraccarico permanente a tergo del muro [kPa]	0.0	$Q_{perm1}$ = sovraccarico permanente a tergo del muro [kPa]	0.0	
$Q_{acc}$ = sovraccarico accidentale a tergo muro [kPa]	20.0	$Q_{acc1}$ = sovraccarico accidentale a tergo muro [kPa]	20.0	
$Q_{acc\ sisma}$ = sovraccarico accidentale a tergo muro con sisma [kPa]	10.0	$Q_{acc\ sisma}$ = sovraccarico accidentale a tergo muro con sisma [kPa]	10.0	
$Q_{perm2}$ = sovraccarico permanente su ciabatta [kPa]	0.0	$Q_{perm2}$ = sovraccarico permanente su ciabatta [kPa]	0.0	
$Q_{acc}$ = sovraccarico accidentale su ciabatta [kPa]	0.0	$Q_{acc2}$ = sovraccarico accidentale su ciabatta [kPa]	0.0	
$Q_{acc\ sisma}$ = sovraccarico accidentale su ciabatta con sisma [kPa]	0.0	$Q_{acc\ sisma}$ = sovraccarico accidentale a tergo muro con sisma [kPa]	0.0	
Presenza Guard-Rail (S/No)	no	Presenza Guard-Rail (S/No)	no	
Strutture frangivento [m]	0.0	Strutture frangivento [m]	0.0	
Strutture a sbalzo [m]	0.0	Strutture a sbalzo [m]	0.0	
$\gamma_t$ = peso di volume terreno [kN/m <sup>3</sup> ]	19.0	$\gamma_t$ = peso di volume terreno [kN/m <sup>3</sup> ]	19.0	
$\phi_k$ = angolo di attrito terreno di riempimento [°]	35.0	$\phi_k$ = angolo di attrito terreno di riempimento [°]	35.0	
$\phi_d$ = angolo di attrito terreno di riempimento [°]	35.0	$\phi_d$ = angolo di attrito terreno di riempimento [°]	35.0	
$\delta'_k$ = angolo di attrito Muro-Terreno di riempimento [°]	35.0	$\delta'_k$ = angolo di attrito Muro-Terreno di riempimento [°]	35.0	
$\delta'_d$ = angolo di attrito Muro-Terreno di riempimento [°]	35.0	$\delta'_d$ = angolo di attrito Muro-Terreno di riempimento [°]	35.0	
$C'_k$ = coesione [kPa]	0.0	$C'_k$ = coesione [kPa]	0.0	
$C'_d$ = coesione [kPa]	0.0	$C'_d$ = coesione [kPa]	0.0	
$K_a$ = coefficiente di spinta attiva	0.250	$K_a$ = coefficiente di spinta attiva	0.250	
$K_{a(\delta/\phi=0)}$ = coefficiente di spinta attiva ( $\delta/\phi=0$ )	0.271	$K_{a(\delta/\phi=0)}$ = coefficiente di spinta attiva ( $\delta/\phi=0$ )	0.271	
$a_g/g$ (acc. sismica associabile)	0.150	$a_g/g$ (acc. sismica associabile)	0.150	
Categoria di sottosuolo	C	$\gamma_I$ (fattore di importanza)	1.30	
S (coefficiente di suolo = $S_x S_y$ )	1.25	S (coefficiente di suolo = $S_x S_y$ )	1.25	
1/r (fattore riduzione accelerazione)	0.50	1/r (fattore riduzione accelerazione)	0.50	
$K_h$ (coefficiente sismico orizzontale)	0.094	$K_h$ (coefficiente sismico orizzontale)	0.094	
$K_v$ (coefficiente sismico verticale)	-0.047	$K_v$ (coefficiente sismico verticale)	0.047	
$\theta_{max}$ = rotazione addizionale muro-terreno (evento sismico)	5.618	$\theta_{max}$ = rotazione addizionale muro-terreno (evento sismico)	5.618	
$K_{as}$ = coefficiente di spinta attiva sismica	0.327	$K_{as}$ = coefficiente di spinta attiva sismica	0.327	
Spinta passiva presa in considerazione [%]	0	Spinta passiva presa in considerazione [%]	0	
Risultante spinta passiva [kN/m]	0.00	Risultante spinta passiva [kN/m]	0.00	
Calcolo delle spinte		Calcolo delle spinte sull'elevazione		
Condizioni statiche	$Z_0$ (STR) = altezza di autosostegno [m]	0.00	$Z_0$ (STR) = altezza di autosostegno [m]	0.00
	$Z_0$ (GEO) = altezza di autosostegno [m]	0.00	$Z_0$ (GEO) = altezza di autosostegno [m]	0.00
	$P_A$ (STR) = Risultante spinta attiva [kN/m]	59.43	$P_A$ (STR) = Risultante spinta attiva [kN/m]	48.33
	$P_A$ (GEO) = Risultante spinta attiva [kN/m]	41.29	$P_A$ (GEO) = Risultante spinta attiva [kN/m]	33.50
	$P_A$ (SLE) = Risultante spinta attiva [kN/m]	41.29	$P_A$ (SLE) = Risultante spinta attiva [kN/m]	33.50
	$P_{AV}$ (STR) = Componente verticale [kN/m]	34.09	$P_{AV}$ (STR) = Componente verticale [kN/m]	27.72
	$P_{AV}$ (GEO) = Componente verticale [kN/m]	23.68	$P_{AV}$ (GEO) = Componente verticale [kN/m]	19.22
	$P_{AV}$ (SLE) = Componente verticale [kN/m]	23.68	$P_{AV}$ (SLE) = Componente verticale [kN/m]	19.22
	$P_{AH1}$ (STR) = Spinta orizzontale terreno [kN/m]	28.74	$P_{AH1}$ (STR) = Spinta orizzontale terreno [kN/m]	22.10
	$P_{AH1}$ (GEO) = Spinta orizzontale terreno [kN/m]	20.53	$P_{AH1}$ (GEO) = Spinta orizzontale terreno [kN/m]	15.78
	$P_{AH1}$ (SLE) = Spinta orizzontale terreno [kN/m]	20.53	$P_{AH1}$ (SLE) = Spinta orizzontale terreno [kN/m]	15.78
	$P_{AH2}$ (STR) = Spinta orizzontale sovraccarico [kN/m]	22.73	$P_{AH2}$ (STR) = Spinta orizzontale sovraccarico [kN/m]	19.93
	$P_{AH2}$ (GEO) = Spinta orizzontale sovraccarico [kN/m]	15.15	$P_{AH2}$ (GEO) = Spinta orizzontale sovraccarico [kN/m]	13.29
	$P_{AH2}$ (SLE) = Spinta orizzontale sovraccarico [kN/m]	15.15	$P_{AH2}$ (SLE) = Spinta orizzontale sovraccarico [kN/m]	13.29
Condizioni sismiche	$Z_{0ss}$ (STR) = altezza di autosostegno [m]	0.00	$Z_{0ss}$ (STR) = altezza di autosostegno [m]	0.00
	$Z_{0ss}$ (GEO) = altezza di autosostegno [m]	0.00	$Z_{0ss}$ (GEO) = altezza di autosostegno [m]	0.00
	$P_{Aiss}$ (STR) = Spinta attiva sismica terreno [kN/m]	34.32	$P_{Aiss}$ (STR) = Spinta attiva sismica terreno [kN/m]	26.39
	$P_{Aiss}$ (GEO) = Spinta attiva sismica terreno [kN/m]	34.32	$P_{Aiss}$ (GEO) = Spinta attiva sismica terreno [kN/m]	26.39
	$P_{Aqss}$ (STR) = Spinta attiva sismica sovraccarico [kN/m]	10.62	$P_{Aqss}$ (STR) = Spinta attiva sismica sovraccarico [kN/m]	9.31
	$P_{Aqss}$ (GEO) = Spinta attiva sismica sovraccarico [kN/m]	10.62	$P_{Aqss}$ (GEO) = Spinta attiva sismica sovraccarico [kN/m]	9.31
	$P_{AH1(\delta/\phi=0)}$ (STR) = Spinta orizz. terreno [kN/m]	27.19	$P_{AH1(\delta/\phi=0)}$ (STR) = Spinta orizz. terreno [kN/m]	20.91
	$P_{AH1(\delta/\phi=0)}$ (GEO) = Spinta orizz. terreno [kN/m]	27.19	$P_{AH1(\delta/\phi=0)}$ (GEO) = Spinta orizz. terreno [kN/m]	20.91
	$P_{AH2(\delta/\phi=0)}$ (STR) = Spinta orizz. sovraccarico [kN/m]	8.81	$P_{AH2(\delta/\phi=0)}$ (STR) = Spinta orizz. sovraccarico [kN/m]	7.72
	$P_{AH2(\delta/\phi=0)}$ (GEO) = Spinta orizz. sovraccarico [kN/m]	8.81	$P_{AH2(\delta/\phi=0)}$ (GEO) = Spinta orizz. sovraccarico [kN/m]	7.72
	$\Delta P_{AH1ss}$ (STR) = Componente dinamica terreno [kN/m]	7.13	$\Delta P_{AH1ss}$ (STR) = Componente dinamica terreno [kN/m]	5.48
	$\Delta P_{AH1ss}$ (GEO) = Componente dinamica terreno [kN/m]	7.13	$\Delta P_{AH1ss}$ (GEO) = Componente dinamica terreno [kN/m]	5.48
	$\Delta P_{AHqss}$ (STR) = Componente dinamica sovraccarico [kN/m]	1.81	$\Delta P_{AHqss}$ (STR) = Componente dinamica sovraccarico [kN/m]	1.59
	$\Delta P_{AHqss}$ (GEO) = Componente dinamica sovraccarico [kN/m]	1.81	$\Delta P_{AHqss}$ (GEO) = Componente dinamica sovraccarico [kN/m]	1.59
Azioni dovute all'urto		Azioni dovute all'urto		
Condizioni statiche	$T_u$ = Reazione orizzontale [kN/m]	0.000	$T_u$ = Reazione orizzontale [kN/m]	0.00
	$M_u$ = Momento flettente [kNm/m]	0.00	$M_u$ = Momento flettente [kNm/m]	0.00
Azioni dovute alle strutture frangivento		Azioni dovute alle strutture frangivento		
Condizioni statiche	$T_f$ = Reazione orizzontale [kN/m]	0.00	$T_f$ = Reazione orizzontale [kN/m]	0.00
	$M_f$ = Momento flettente [kNm/m]	0.00	$M_f$ = Momento flettente [kNm/m]	0.00
Azioni dovute alle strutture a sbalzo		Azioni dovute alle strutture a sbalzo		
Condizioni statiche	$N_{sb}$ = Carico assiale [kN/m]	0.00	$N_{sb}$ = Carico assiale [kN/m]	0.00
	$M_{sb}$ = Momento flettente [kNm/m]	0.00	$M_{sb}$ = Momento flettente [kNm/m]	0.00
Condizioni sismiche	$N_{sb}$ = Carico assiale [kN/m]	0.00	$N_{sb}$ = Carico assiale [kN/m]	0.00
	$M_{sb}$ = Momento flettente [kNm/m]	0.00	$M_{sb}$ = Momento flettente [kNm/m]	0.00
	$T_{sb}$ = Forza orizzontale sismica [kN/m]	0.00	$T_{sb}$ = Forza orizzontale sismica [kN/m]	0.00
	Numero di corsie [-]	0.0	Numero di corsie [m]	0.0
	$W_{sb}$ = Peso proprio [kN/m]		$W_{sb}$ = Peso proprio [kN/m]	0.0
	$Q_{sb}$ = Carico agente sulla struttura [kN/m]	0.0	$Q_{sb}$ = Carico agente sulla struttura [kN/m]	0.0

Analisi dei carichi e verifiche globali (GEO)											
Forze verticali statiche [kN/m]					Forze orizzontali statiche [kN/m]						
$W_{p1}$	20.00	$b_{p1o}$	1.00	$b_{p1B}$	0.00	$P_{AH1}$	20.53	$b_{AH1}$	1.08		
$W_{p2}$	0.00	$b_{p2o}$	0.50	$b_{p2B}$	0.50	$P_{AH2(q1)}$	15.15	$b_{AH2}$	1.63		
$W_{p3}$	0.00	$b_{p3o}$	0.90	$b_{p3B}$	0.10	Forze orizzontali sismiche [kN/m]					
$W_{p4}$	28.50	$b_{p4o}$	0.70	$b_{p4B}$	0.30	$F_{p1}$	1.88	$b_{p1}$	0.20		
$W_{p5}$	0.50	$b_{p5o}$	0.70	$b_{p5B}$	0.30	$F_{p2}$	0.00	$b_{p2}$	1.35		
$W_{t1}$	0.00	$b_{t1o}$	1.63	$b_{t1B}$	-0.63	$F_{p3}$	0.00	$b_{p3}$	1.35		
$W_{t2}$	59.57	$b_{t2o}$	1.45	$b_{t2B}$	-0.45	$F_{p4}$	2.67	$b_{p4}$	1.83		
$W_{t3}$	0.00	$b_{t3o}$	0.90	$b_{t3B}$	0.10	$F_{p5}$	0.05	$b_{p5}$	3.28		
$W_{q2statico}$	0.00	$b_{q2statico}$	1.45	$b_{q2staticB}$	-0.45	$F_{t1}$	0.00	$b_{t1}$	3.25		
$P_{AV}$	23.68	$b_{AVo}$	2.00	$b_{AVB}$	-1.00	$F_{t2}$	5.58	$b_{t2}$	1.83		
Forze verticali sismiche [kN/m]					$F_{t3}$						
$F_{vp1}$	0.94	$b_{p1o}$	1.00	$b_{p1B}$	0.00	$P_{AH1(\delta=0)}$	27.19	$b_{AH1}$	1.08		
$F_{vp2}$	0.00	$b_{p2o}$	0.50	$b_{p2B}$	0.50	$P_{AH2(\delta=0)(q1)}$	8.81	$b_{AH2}$	1.63		
$F_{vp3}$	0.00	$b_{p3o}$	0.90	$b_{p3B}$	0.10	$\Delta P_{AHss}$	7.13	$b_{AAH}$	1.08		
$F_{vp4}$	1.34	$b_{p4o}$	0.70	$b_{p4B}$	0.30	$\Delta P_{AHqs(q1)}$	1.81	$b_{AAH}$	1.63		
$F_{vp5}$	0.02	$b_{p5o}$	0.70	$b_{p5B}$	0.30	Forze verticali e orizzontali statiche (EQU) [kN/m]					
$F_{v1}$	0.00	$b_{t1o}$	1.63	$b_{t1B}$	-0.63	$P_{AV} (EQU)$	23.68	$b_{AVo}$	2.00		
$F_{v2}$	2.79	$b_{t2o}$	1.45	$b_{t2B}$	-0.45	$P_{AH1} (EQU)$	20.53	$b_{AH1}$	1.08		
$F_{v3}$	0.00	$b_{t3o}$	0.90	$b_{t3B}$	0.10	$P_{AH2(q1)} (EQU)$	15.15	$b_{AH2}$	1.63		
Verifiche in condizioni statiche					Verifiche in condizioni sismiche						
Verifica al ribaltamento					Verifica al ribaltamento						
Momento stabilizzante [kNm/m]					174.03	Momento stabilizzante [kNm/m]					120.73
Momento ribaltante [kNm/m]					46.86	Momento ribaltante [kNm/m]					65.26
$F_s$					3.71 > 1.5	$F_s$					1.85 > 1.5
Verifica a scorrimento					Verifica a scorrimento						
Risultante carichi orizzontali [kN/m]					35.68	Risultante carichi orizzontali [kN/m]					55.12
Risultante carichi verticali [kN/m]					132.25	Risultante carichi verticali [kN/m]					103.48
Angolo d'attrito terreno [°]					38.0	Angolo d'attrito terreno [°]					38.0
Coefficiente d'attrito					1.00	Coefficiente d'attrito					1.00
$F_s$					2.8959 > 1.3	$F_s$					1.467 > 1.3
Sollecitazione in baricentro fondazione					Sollecitazione in baricentro fondazione						
Risultante delle azioni normali al piano [kN]					132.25	Risultante delle azioni normali al piano [kN]					113.65
Risultante delle azioni parallele al piano [kN]					35.68	Risultante delle azioni parallele al piano [kN]					55.12
Momento baricentrico [kNm/m]					5.07	Momento baricentrico [kNm/m]					51.08
Eccentricità [m]					0.04	Eccentricità [m]					0.45
B/6 [m]					0.33	B/6 [m]					0.33
La sezione non è parzializzata					La sezione è parzializzata						
Distribuzione tensioni con $s_{max}$ a valle					Distribuzione tensioni con $s_{max}$ a valle						
$\sigma_{max}$ ( $s_{max}$ scaricata sul terreno) [kPa]					73.74	$\sigma_{max}$ ( $s_{max}$ scaricata sul terreno) [kPa]					137.62
$\sigma_{min}$ ( $s_{min}$ scaricata sul terreno) [kPa]					58.51	$\sigma_{min}$ ( $s_{min}$ scaricata sul terreno) [kPa]					0.00
Lunghezza tratto compresso [m]					2.00	Lunghezza tratto compresso [m]					1.65
Verifica al carico limite					Verifica al carico limite						
$\gamma_e =$ Peso di volume equivalente [kN/m <sup>3</sup> ]					9.00	$\gamma_e =$ Peso di volume equivalente [kN/m <sup>3</sup> ]					9.00
$\phi$ terreno di fondazione [°]					38.00	$\phi$ terreno di fondazione [°]					38.00
$c'$ terreno di fondazione [kPa]					0.00	$c'$ terreno di fondazione [kPa]					0.00
D Profondità piano fondazione [m]					1.40	D Profondità piano fondazione [m]					1.40
Inclinazione piano campagna $\omega$ [°]					0.00	Inclinazione piano campagna $\omega$ [°]					0.00
$B_{fondazione}$ [m]					2.00	$B_{fondazione}$ [m]					2.00
Eccentricità [m]					0.04	Eccentricità [m]					0.45
$B = B - 2e$ [m]					1.92	$B = B - 2e$ [m]					1.10
B/6 [m]					0.33	B/6 [m]					0.33
$H_w =$ Altezza del cuneo $bac$ [m]					1.97	$H_w =$ Altezza del cuneo $bac$ [m]					1.13
Coefficienti di capacità portante	$N_y$				78.02	Coefficienti di capacità portante	$N_y$				78.02
	$N_c$				61.35		$N_c$				61.35
	$N_q$				48.93		$N_q$				48.93
	$d_q$				1.17		$d_q$				1.21
	$d_c$				1.17		$d_c$				1.21
	$i_y$				0.39		$i_y$				0.14
	$i_q$				0.53		$i_q$				0.27
	$i_c$				0.52		$i_c$				0.25
	$b_y$				1.00		$b_y$				1.00
	$b_q$				1.00		$b_q$				1.00
$b_c$				1.00	$b_c$				1.00		
$\gamma_y$				1.00	$\gamma_y$				1.00		
$\gamma_q$				1.00	$\gamma_q$				1.00		
$\gamma_c$				1.00	$\gamma_c$				1.00		
Carico limite [kPa]					646.90	Carico limite [kPa]					250.49
Carico sul piano di posa [kPa]					68.76	Carico sul piano di posa [kPa]					103.22
$F_s$					9.41 > 2.0	$F_s$					2.43 > 2.0

**Sollecitazioni (STR) sul paramento e sulla suola di fondazione**

Forze verticali statiche [kN/m]					Forze orizzontali statiche [kN/m]				
$W_{p2}$	0.00	$b_{p2o}$	0.50	$b_{p2B}$	0.50	$P_{AH1}$	22.10	$b_{AH1}$	0.95
$W_{p3}$	0.00	$b_{p3o}$	0.90	$b_{p3B}$	0.10	$P_{AH2}$	19.93	$b_{AH2}$	1.43
$W_{p4}$	28.50	$b_{p4o}$	0.70	$b_{p4B}$	0.30	Forze orizzontali sismiche [kN/m]			
$W_{p5}$	0.50	$b_{p5o}$	0.70	$b_{p5B}$	0.30	$F_{p2}$	0.00	$b_{p2}$	0.95
$W_{t1}$	0.00	$b_{t1o}$	1.63	$b_{t1B}$	-0.63	$F_{p3}$	0.00	$b_{p3}$	0.95
$W_{t2}$	59.57	$b_{t2o}$	1.45	$b_{t2B}$	-0.45	$F_{p4}$	2.67	$b_{p4}$	1.43
$W_{t3}$	0.00	$b_{t3o}$	0.90	$b_{t3B}$	0.10	$F_{p5}$	0.05	$b_{p5}$	2.88
$P_{AV}$	27.72	$b_{AVo}$	2.00	$b_{AVB}$	-1.00	$F_{t1}$	0.00	$b_{t1}$	2.85
$W_{q2statico}$	0.00	$b_{qo}$	1.45	$b_{qB}$	-0.45	$F_{t2}$	5.58	$b_{t2}$	1.43
$W_{q2sis}$	0.00	$b_{qo}$	1.45	$b_{qB}$	-0.45	$F_{t3}$	0.00	$b_{t3}$	1.90
Forze verticali sismiche [kN/m]					$P_{AH1(d=0)}$	20.91	$b_{AH1}$	0.95	
$F_{vp2}$	0.00	$b_{p2o}$	0.50	$b_{p2B}$	0.50	$P_{AH2(d=0)}$	7.72	$b_{AH2}$	1.43
$F_{vp3}$	0.00	$b_{p3o}$	0.90	$b_{p3B}$	0.10	$\Delta P_{AHtsis}$	5.48	$b_{\Delta AHt}$	1.90
$F_{vp4}$	1.34	$b_{p4o}$	0.70	$b_{p4B}$	0.30	$\Delta P_{AHqsis}$	1.59	$b_{\Delta AHq}$	1.43
$F_{vp5}$	0.02	$b_{p5o}$	0.70	$b_{p5B}$	0.30				
$F_{v1}$	0.00	$b_{t1o}$	1.63	$b_{t1B}$	-0.63				
$F_{v2}$	2.79	$b_{t2o}$	1.45	$b_{t2B}$	-0.45				
$F_{v3}$	0.00	$b_{t3o}$	0.90	$b_{t3B}$	0.10				

**Sollecitazioni agenti sull'elevazione**

Verifiche in condizioni statiche					Verifiche in condizioni sismiche				
Passo di calcolo					10				
Altezza paramento [m]	Altezza sezione [m]	Momento [kNm/m]	Azione assiale [kN/m]	Taglio [kN/m]	Altezza paramento [m]	Altezza sezione [m]	Momento [kNm/m]	Azione assiale [kN/m]	Taglio [kN/m]
0.70	0.40	0.73	10.50	6.23	0.70	0.40	1.99	7.85	5.95
0.57	0.40	0.40	8.48	4.87	0.57	0.40	1.27	6.49	4.62
0.86	0.40	1.33	12.67	7.97	0.86	0.40	3.11	9.47	7.69
1.14	0.40	3.16	16.66	11.51	1.14	0.40	6.00	12.46	11.30
1.43	0.40	6.17	20.65	15.49	1.43	0.40	10.11	15.44	15.43
1.71	0.40	10.67	24.64	19.92	1.71	0.40	15.63	18.43	20.09
2.00	0.40	16.94	28.63	24.78	2.00	0.40	22.75	21.41	25.28
2.28	0.40	25.29	32.62	30.09	2.28	0.40	31.64	24.39	30.99
2.57	0.40	36.01	36.61	35.84	2.57	0.40	42.48	27.38	37.24
2.85	0.40	49.40	40.60	42.03	2.85	0.40	55.45	30.36	44.01

**Sollecitazione alla base dell'elevazione****Sollecitazione alla base dell'elevazione**

Azione assiale [kN/m]	40.60	Azione assiale [kN/m]	30.36
Taglio [kN/m]	42.03	Taglio [kN/m]	44.01
Momento baricentrico [kNm/m]	49.40	Momento baricentrico [kNm/m]	55.45

**Sollecitazioni agenti sulla ciabatta di fondazione di valle**

Verifiche in condizioni statiche					Verifiche in condizioni sismiche				
$\sigma_1$ [kPa]	$\sigma_2$ [kPa]	Tratto compresso [m]	Momento [kNm/m]	Taglio [kN/m]	$\sigma_1$ [kPa]	$\sigma_2$ [kPa]	Tratto compresso [m]	Momento [kNm/m]	Taglio [kN/m]
134.11	113.58	0.50	15.91	61.92	137.62	95.96	0.50	15.47	58.40

**Sollecitazioni agenti sulla ciabatta di fondazione di monte**

Verifiche in condizioni statiche					Verifiche in condizioni sismiche				
$\sigma_1$ [kPa]	$\sigma_2$ [kPa]	Tratto compresso [m]	Momento [kNm/m]	Taglio [kN/m]	$\sigma_1$ [kPa]	$\sigma_2$ [kPa]	Tratto compresso [m]	Momento [kNm/m]	Taglio [kN/m]
51.96	97.15	1.10	-13.79	11.45	0.00	62.63	0.75	-34.45	-49.82

NB:  $\sigma_2$  è il valore di tensione sulla sezione di incastro

NB: Il momento negativo tende le fibre di estradosso della fondazione

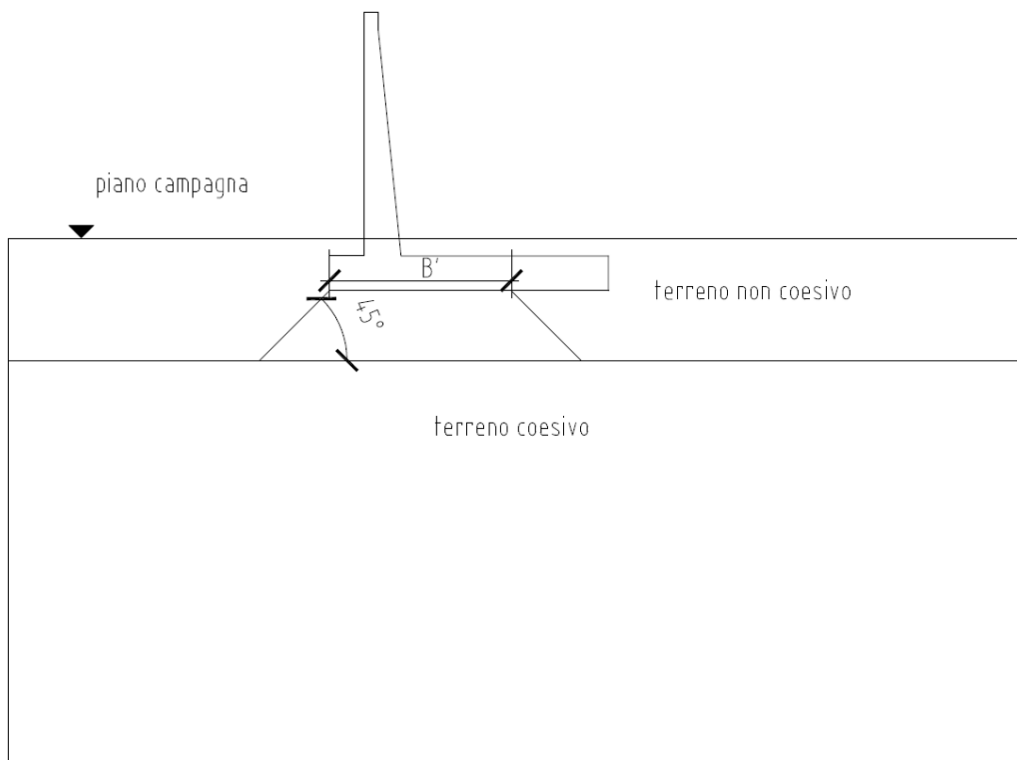
<b>Sollecitazioni (SLE) sul paramento e sulla suola di fondazione</b>									
<b>Forze verticali statiche [kN/m]</b>					<b>Forze orizzontali statiche [kN/m]</b>				
$W_{p2}$	0.00	$b_{p2o}$	0.50	$b_{p2B}$	0.50	$P_{AH1}$	15.78	$b_{AH1}$	0.95
$W_{p3}$	0.00	$b_{p3o}$	0.90	$b_{p3B}$	0.10	$P_{AH2}$	13.29	$b_{AH2}$	1.43
$W_{p4}$	28.50	$b_{p4o}$	0.70	$b_{p4B}$	0.30	<b>Forze orizzontali sismiche [kN/m]</b>			
$W_{p5}$	0.50	$b_{p5o}$	0.70	$b_{p5B}$	0.30	$F_{p2}$	0.00	$b_{p2}$	0.95
$W_{t1}$	0.00	$b_{t1o}$	1.63	$b_{t1B}$	-0.63	$F_{p3}$	0.00	$b_{p3}$	0.95
$W_{t2}$	59.57	$b_{t2o}$	1.45	$b_{t2B}$	-0.45	$F_{p4}$	2.67	$b_{p4}$	1.43
$W_{t3}$	0.00	$b_{t3o}$	0.90	$b_{t3B}$	0.10	$F_{p5}$	0.05	$b_{p5}$	2.88
$P_{AV}$	19.22	$b_{AVo}$	2.00	$b_{AVB}$	-1.00	$F_{t1}$	0.00	$b_{t1}$	2.85
$W_{q2statico}$	0.00	$b_{qo}$	1.45	$b_{qB}$	-0.45	$F_{t2}$	5.58	$b_{t2}$	1.43
$W_{q2sis}$	0.00	$b_{qo}$	1.45	$b_{qB}$	-0.45	$F_{t3}$	0.00	$b_{t3}$	1.90
<b>Forze verticali sismiche [kN/m]</b>						$P_{AH1(d=0)}$	20.91	$b_{AH1}$	0.95
$F_{vp2}$	0.00	$b_{p2o}$	0.50	$b_{p2B}$	0.50	$P_{AH2(d=0)}$	7.72	$b_{AH2}$	1.43
$F_{vp3}$	0.00	$b_{p3o}$	0.90	$b_{p3B}$	0.10	$\Delta P_{AHtsis}$	5.48	$b_{\Delta AHt}$	1.90
$F_{vp4}$	1.34	$b_{p4o}$	0.70	$b_{p4B}$	0.30	$\Delta P_{AHqsis}$	1.59	$b_{\Delta AHq}$	1.43
$F_{vp5}$	0.02	$b_{p5o}$	0.70	$b_{p5B}$	0.30				
$F_{vt1}$	0.00	$b_{t1o}$	1.63	$b_{t1B}$	-0.63				
$F_{vt2}$	2.79	$b_{t2o}$	1.45	$b_{t2B}$	-0.45				
$F_{vt3}$	0.00	$b_{t3o}$	0.90	$b_{t3B}$	0.10				
<b>Sollecitazioni agenti sull'elevazione</b>									
<b>Verifiche in condizioni statiche</b>					<b>Verifiche in condizioni sismiche</b>				
Passo di calcolo					10				
Altezza paramento [m]	Altezza sezione [m]	Momento [kNm/m]	Azione assiale [kN/m]	Taglio [kN/m]	Altezza paramento [m]	Altezza sezione [m]	Momento [kNm/m]	Azione assiale [kN/m]	Taglio [kN/m]
0.70	0.40	0.50	7.50	4.22	0.70	0.40	1.99	7.85	5.95
0.57	0.40	0.27	6.20	3.29	0.57	0.40	1.27	6.49	4.62
0.86	0.40	0.92	9.05	5.41	0.86	0.40	3.11	9.47	7.69
1.14	0.40	2.17	11.90	7.84	1.14	0.40	6.00	12.46	11.30
1.43	0.40	4.24	14.75	10.59	1.43	0.40	10.11	15.44	15.43
1.71	0.40	7.33	17.60	13.66	1.71	0.40	15.63	18.43	20.09
2.00	0.40	11.64	20.45	17.04	2.00	0.40	22.75	21.41	25.28
2.28	0.40	17.37	23.30	20.73	2.28	0.40	31.64	24.39	30.99
2.57	0.40	24.74	26.15	24.75	2.57	0.40	42.48	27.38	37.24
2.85	0.40	33.93	29.00	29.07	2.85	0.40	55.45	30.36	44.01
<b>Sollecitazione alla base dell'elevazione</b>					<b>Sollecitazione alla base dell'elevazione</b>				
Azione assiale [kN/m]				29.00	Azione assiale [kN/m]				30.36
Taglio [kN/m]				29.07	Taglio [kN/m]				44.01
Momento baricentrico [kNm/m]				33.93	Momento baricentrico [kNm/m]				55.45
<b>Sollecitazioni agenti sulla ciabatta di fondazione di valle</b>									
<b>Verifiche in condizioni statiche</b>					<b>Verifiche in condizioni sismiche</b>				
$\sigma_1$ [kPa]	$\sigma_2$ [kPa]	Tratto compresso [m]	Momento [kNm/m]	Taglio [kN/m]	$\sigma_1$ [kPa]	$\sigma_2$ [kPa]	Tratto compresso [m]	Momento [kNm/m]	Taglio [kN/m]
93.27	79.70	0.50	11.09	43.24	137.62	95.96	0.50	15.47	58.40
<b>Sollecitazioni agenti sulla ciabatta di fondazione di monte</b>									
<b>Verifiche in condizioni statiche</b>					<b>Verifiche in condizioni sismiche</b>				
$\sigma_1$ [kPa]	$\sigma_2$ [kPa]	Tratto compresso [m]	Momento [kNm/m]	Taglio [kN/m]	$\sigma_1$ [kPa]	$\sigma_2$ [kPa]	Tratto compresso [m]	Momento [kNm/m]	Taglio [kN/m]
38.97	68.84	1.10	-9.21	-11.27	0.00	62.63	0.75	-34.45	-49.82

NB:  $\sigma_2$  è il valore di tensione sulla sezione di incastro  
 NB: Il momento negativo tende le fibre di estradosso della fondazione



#### 6.5.4. verifica capacità portante argilla

Sotto lo strato di terreno granulare su cui viene posata la fondazione del muro di sostegno oggetto della relazione è presente un profondo strato di argilla. Si esegue quindi una verifica a capacità portante di tale strato di terreno ipotizzando una diffusione a 45° del carico distribuito che scarica la ciabatta di fondazione.



carico sul piano di posa della fondazione  $q=250.49$  kPa  
 $B'= 1.10$ m

carico agente su terreno coesivo  $q= 30$  kPa

$$q=30 < q_{amm}=539 \text{ kPa}$$

**Verifica soddisfatta**



**DATI DI INGRESSO**

$\gamma_w$	peso di volume acqua	9.807	(kN/m <sup>3</sup> )
$\gamma_n$	peso di volume naturale terreno	20.0	(kN/m <sup>3</sup> )
$\gamma_{sat}$	peso di volume saturo del terreno	20.0	(kN/m <sup>3</sup> )
<b>CU</b>	coesione non drenata	100.0	(kPa)
<b>B'</b>	larghezza della fondazione equivalente	5.66	(m)
<b>L'</b>	lunghezza della fondazione equivalente	1.00	(m)
<b>D</b>	profondità della fondazione da p.c. <i>(può risultare opportuno essere conservativi, in relazione al "contributo del sovraccarico"; a tal fine si introduce il coefficiente "δ")</i>	1.22	(m)
<b>δ</b>	percentuale dell'approfondimento D adottata nel calcolo	50	(%)
<b>Z<sub>w</sub></b>	profondità falda da p.c.	2.50	(m)
<b>α</b>	inclinazione della fondazione <i>(valore positivo: vedi foglio "figura")</i>	0.0	(°)
<b>ω</b>	pendenza piano campagna <i>(valore positivo: vedi foglio "figura")</i>	0.0	(°)
<b>H/N</b>	rapporto tra carico orizzontale e carico verticale	0.10	(-)
<b>FS</b>	coefficiente di sicurezza	2.00	(-)
fattori di capacità portante	$N_c$	5.14	
	$N_\gamma$	0.00	
fattori di forma	$s_c$	2.13	
	$s_\gamma$	-1.26	
fattori di approfondimento	$d_c$	1.09	
fattori di inclinazione del carico	$i_c$	0.88	
fattori di inclinazione della fondazione	$b_c$	1.00	
fattori di inclinazione del piano campagna	$g_c$	1.00	

**RISULTATI****capacità portante limite:**

componente dovuta a $N_\gamma$	0	(kPa)
componente dovuta alla coesione	1054	(kPa)
contributo del sovraccarico	12	(kPa)

$$q_{lim} = 1066 \text{ kPa}$$

$$q_{amm} = 539 \text{ kPa}$$

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-03-E-CV-RO-IR1H-0X-003-A00 Relazione geologico geotecnica
	Foglio 50 di 75

## 6.6. Verifiche di stabilità globale

L'analisi delle condizioni di equilibrio sia nel caso statico che sismico, viene svolta con ricorso al codice di calcolo SLIDE vers. 5.0 (Rocscience s.r.l.).

E' stato utilizzato un modello semplificato basato sulla nota teoria dell'equilibrio limite nell'ambito della quale i terreni sono stati caratterizzati mediante un legame costitutivo rigido-plastico con criterio di rottura di Mohr-Coulomb (analisi in termini di sforzi efficaci).

Nel caso sismico, le forze di inerzia, orizzontali e verticali, applicati alle masse in condizioni sismiche sono valutate mediante i coefficienti  $k_h$  e  $k_v$  che valgono rispettivamente:

$$k_h = \frac{S\left(\frac{a_g}{g}\right)}{r}$$

$$k_v = 0.5k_h$$

Con riferimento alla componente verticale, è stata applicata in entrambe le direzioni valutando la più sfavorevole.

### 6.6.1. GEO – sezione A

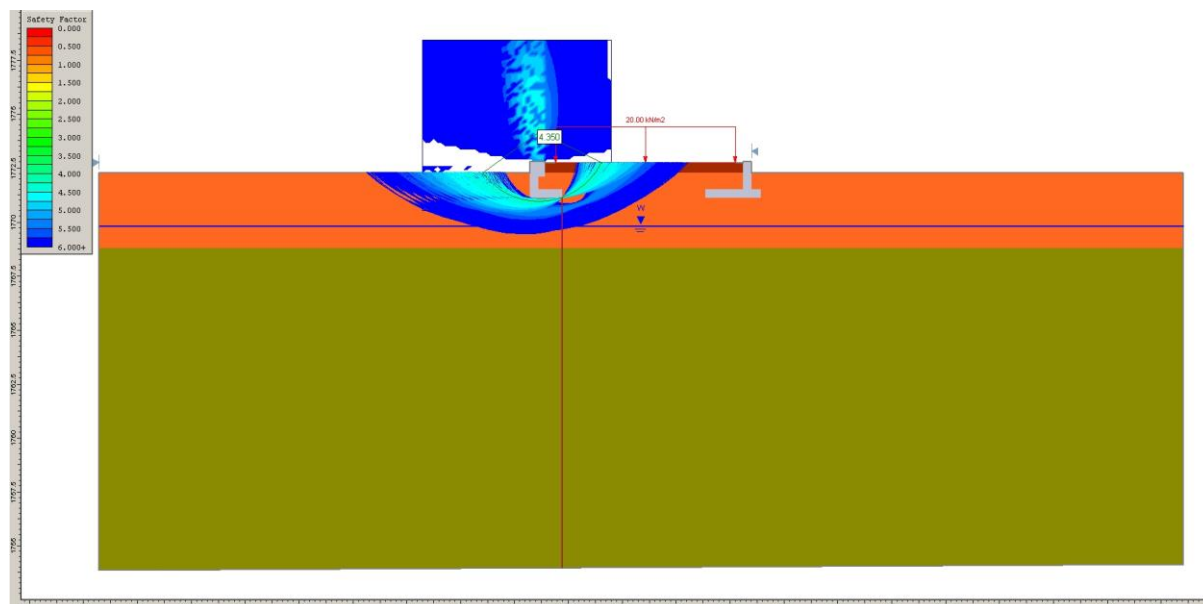


Figura 17 - Analisi di stabilità – SLU GEO

Come si può notare dalla figura soprastante, l'analisi statica svolta in Slide mostra come la verifica di stabilità globale della sezione di calcolo sia verificata, con un fattore di sicurezza minimo i 4.35.

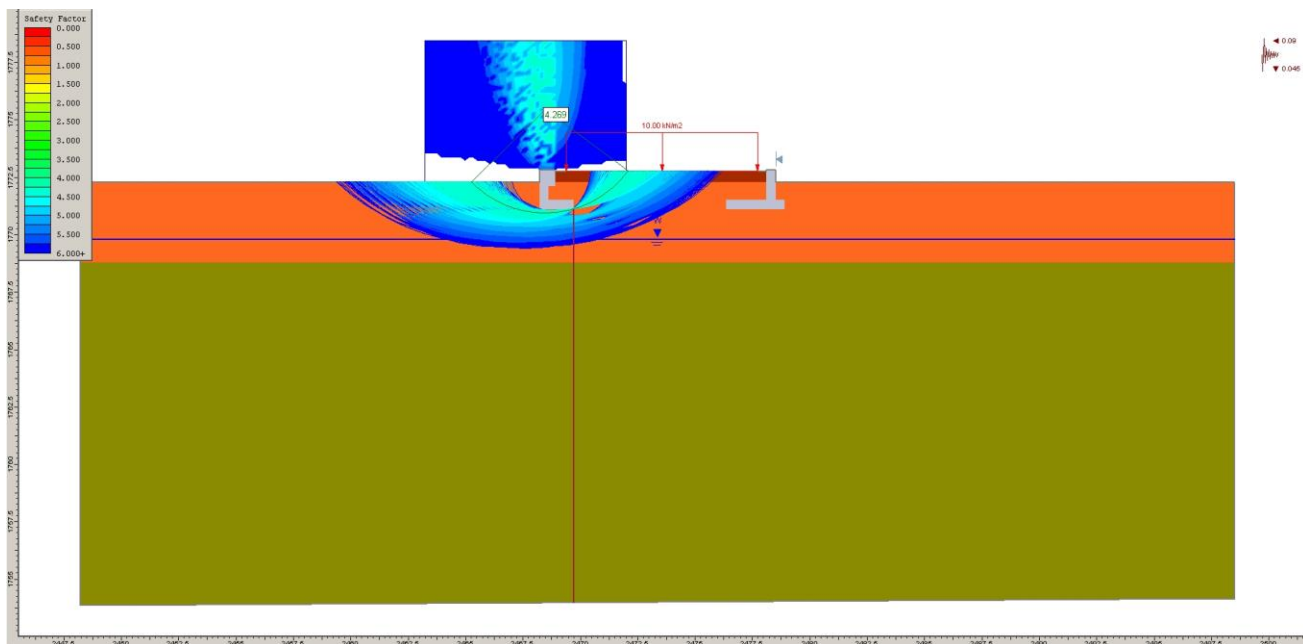


Figura 18 - Analisi di stabilità – SLU SISMA

Come si può notare dalla figura soprastante, l'analisi statica svolta in Slide mostra come la verifica di stabilità globale della sezione di calcolo sia verificata, con un fattore di sicurezza minimo i 4.26.

### 6.6.2. GEO – sezione B

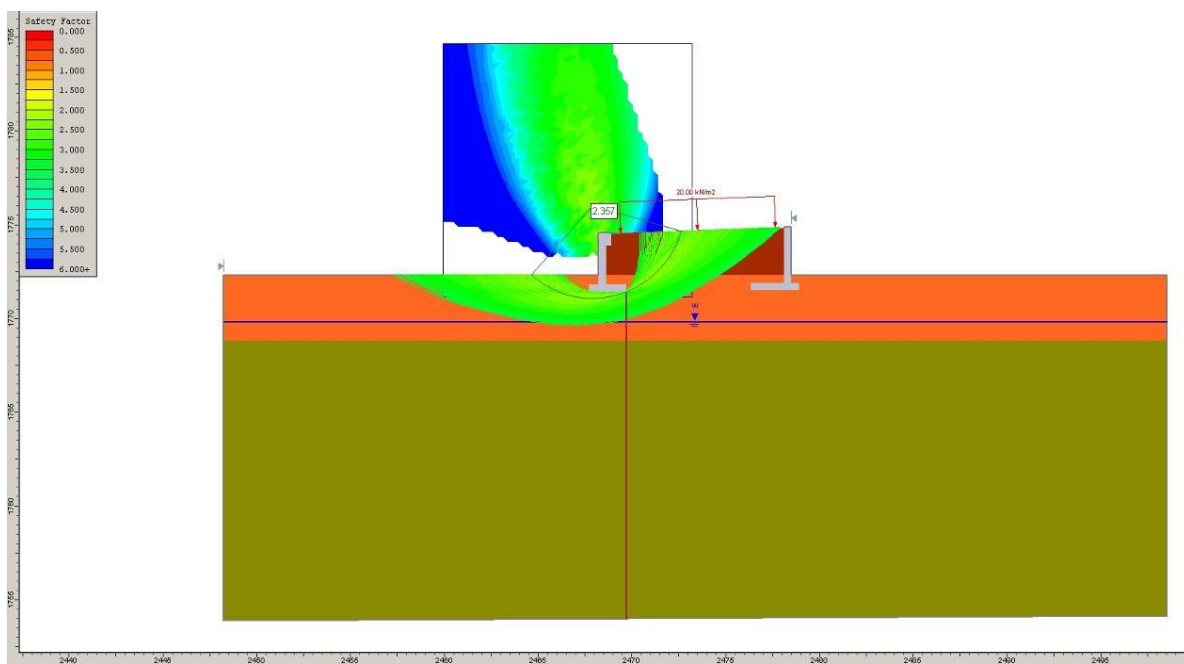


Figura 19 - Analisi di stabilità – SLU GEO

Come si può notare dalla figura soprastante, l'analisi statica svolta in Slide mostra come la verifica di stabilità globale della sezione di calcolo sia verificata, con un fattore di sicurezza minimo i 2.35.

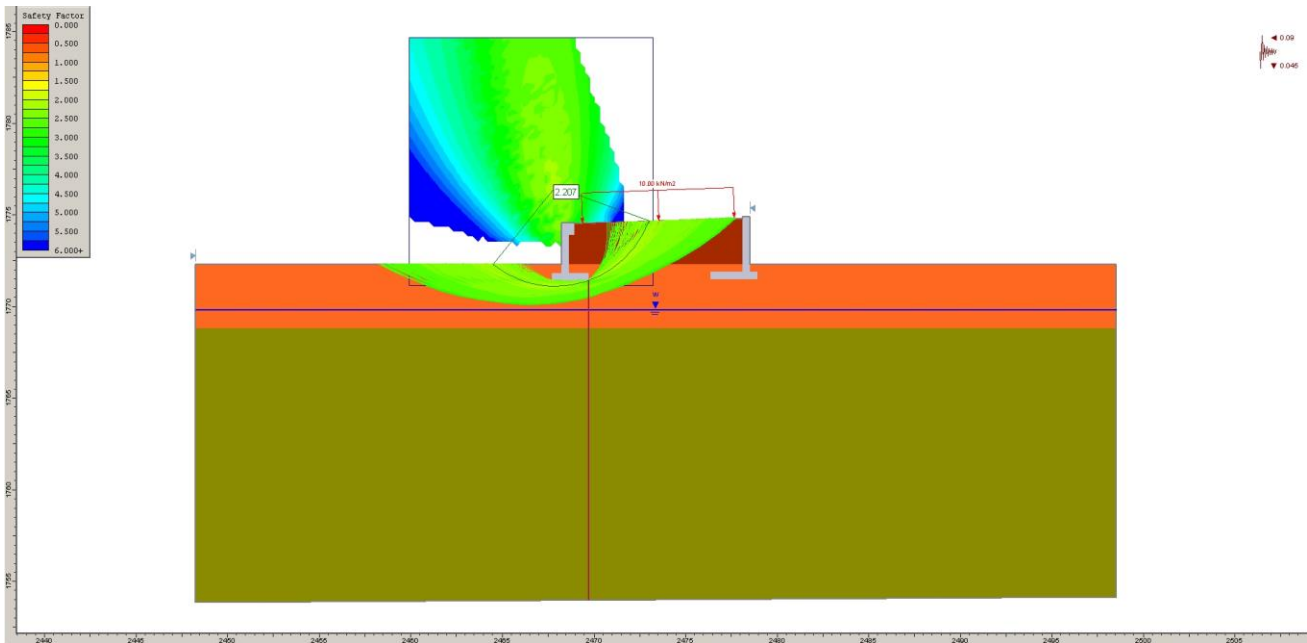


Figura 20 - Analisi di stabilità – SLU SISMA

Come si può notare dalla figura soprastante, l'analisi statica svolta in Slide mostra come la verifica di stabilità globale della sezione di calcolo sia verificata, con un fattore di sicurezza minimo i 2.20.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-03-E-CV-RO-IR1H-0X-003-A00 Relazione geologico geotecnica
	Foglio 53 di 75

## 6.7. Verifiche strutturali

Le verifiche strutturali di deformazione e fessurazione sono state svolte secondo il metodo degli stati limite.

Di seguito, per le sezioni esaminate, sono forniti i risultati delle analisi eseguite che indicano le armature necessarie da applicare al fine di garantire la stabilità strutturale dell'opera.

L'elevazione e la fondazione sono state verificate su una sezione rettangolare di base  $B=1.00$  m ed altezza  $S_{Fsez}$  variabile a seconda della casistica in esame.

Le verifiche strutturali sono state effettuate solo per la sezione B che è la più sollecitata. I risultati vengono poi estesi a tutta l'opera.

### 6.7.1. STR – sezione B

Verifiche STR: Sezione tipo B – $S_{Fsez} = 0.40$ m – $B = 1.0$ m									
SL	Sezione di verifica	$M_{max}$ [kNm/m]	$N_{max}$ [kN/m]	Armatura	Fs	$V_{max}$ [kN/m]	$N_{max}$ [kN/m]	Fs	Armatura addizionale
SLU	Fondazione (monte)	-34.45	-	1Ø12/20cm 1Ø12/20cm	2.09	49.82	-	2.88	-
SLU	Fondazione (valle)	15.91	-	1Ø12/20cm 1Ø12/20cm	4.61	61.92	-	2.32	-
SLU	Elevazione (incastro)	55.45	30.36	1Ø12/10cm 1Ø12/20cm	2.63	44.01	30.36	3.35	-
SL	Sezione di verifica	$M_{max}$ [kNm/m]	$N_{max}$ [kN/m]	Armatura	Tensioni massime		Fessurazione		
					$\sigma_{c,max}$ [MPa]	$\sigma_{f,max}$ [MPa]	$w_d$ [mm]	$w_1$ [mm]	
SLE	Fondazione (monte)	-9.21	-	1Ø12/20cm 1Ø16/20cm	0.78	59.4	Sezione non fessurata		
	Fondazione (valle)	11.09	-	1Ø12/20cm 1Ø12/20cm	0.93	49.9	Sezione non fessurata		
	Elevazione (incastro)	33.93	29	1Ø12/10cm 1Ø12/20cm	2.1	80.7	Sezione non fessurata		
<b>Armatura diffusa</b>				Correnti Ø10/20cm Spilli Ø10/6 al m <sup>2</sup>					

Tabella-9 Sollecitazioni e verifiche

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-03-E-CV-RO-IR1H-0X-003-A00 Relazione geologico geotecnica
	Foglio 54 di 75

## 7. MURODI SOTTOSCARPA 2

Il muro di sottoscampa MS2 (Figura 15) presenta uno sviluppo di circa 55 m. Il muro è stato suddiviso per ottimizzare la soluzione progettuale in due tratte. La prima va dalla sezione MS2-1 alla MS2-5 ha uno sviluppo di circa 36 m e presenta un'altezza massima del tratto in elevazione di 3.5m, Il secondo tratto dalla sezione MS2-5 in poi a causa dell'interferenza con un tombino idraulico vedrà la quota di posa della fondazione dipendente dal livello della quota di fondo del tombino, quest'ultimo è stato progettato in modo tale che vada ad appoggiarsi alla ciabatta del muro di fondazione. Lo sviluppo di questo secondo tratto di muro è di 19m e la massima altezza del tratto in elevazione è pari a 5.45m. L'altezza del tratto in elevazione dei due tratti di muro varia comunque in funzione della quota del piano stradale; infatti la testa del muro deve trovarsi 5cm sopra la quota del piano viabile per permettere il corretto posizionamento delle barriere. Questa condizione implica che i primi 70cm dalla testa del muro dovranno avere una larghezza di 70cm; per il rimanente tratto di elevazione invece, la sezione avrà larghezza pari a 40 cm per il primo tratto del muro mentre per il secondo tratto presenterà larghezze variabili in quanto il tratto in elevazione presenta una pendenza 1/10. In figura. (Figura 16, a)). vengono mostrati gli schemi delle geometrie dei due tratti di muro oggetto della relazione.

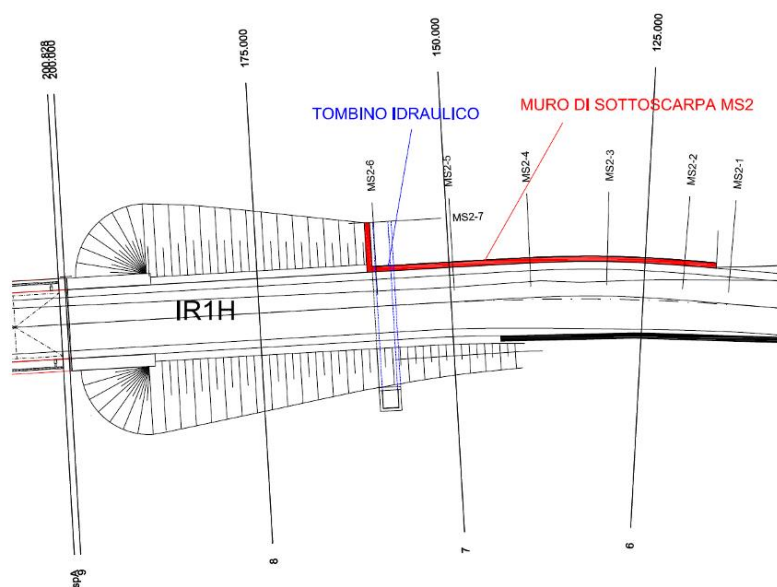
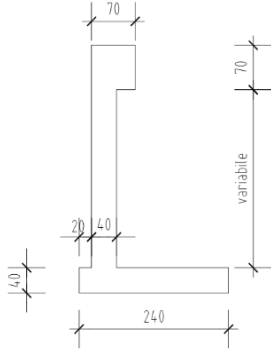


Figura 21 - Ubicazione planimetrica del muro di sottoscampa.

a)



b)

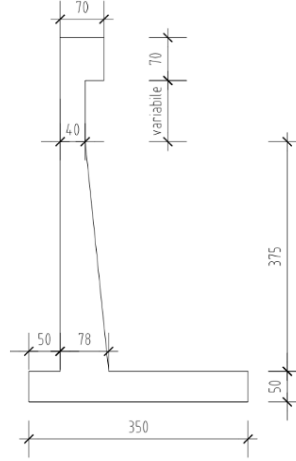


Figura 22 – Geometrie tipo del muro di sottoscarpa a) primo tratto da sez. MS2-1 a sez. MS2-5. b) secondo tratto da sez. MS2-5 a sez. MS2-7.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-03-E-CV-RO-IR1H-0X-003-A00 Relazione geologico geotecnica
	Foglio 56 di 75

## 7.1. Materiali impiegati

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

## 7.2. Criteri di verifica

Si rimanda a quanto già descritto per il muro di sottoscarpa 1 al paragrafo 6.2

## 7.3. Risultati verifiche geotecniche

Sono riportati di seguito i risultati delle verifiche condotte in presenza ed in assenza di sisma per le diverse sezioni tipo.

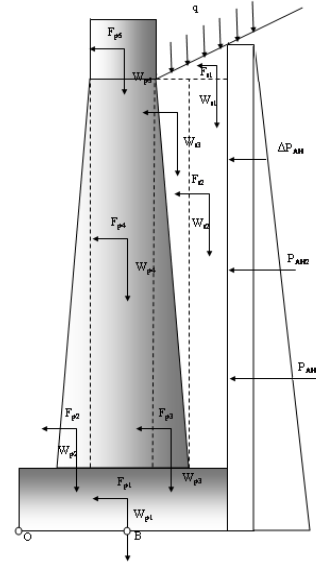
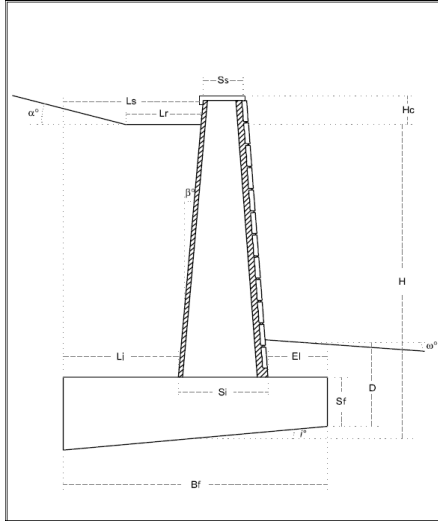
Si sono verificate le due sezioni più critiche per i due tratti di muro, quello iniziale da MS2-1 a MS2-5 (sez A) e per il secondo tratto di opera da MS2-5 a MS2-7 (sez B).

Sono riportati di seguito i risultati delle verifiche condotte in presenza ed in assenza di sisma per le diverse sezioni tipo.

### 7.3.1. GEO – sezione A

<i>Dati di carattere generale</i>	
Definire tipologia muro (Ordinario [1] o Prefabb/Contraff [2])	1
H = altezza [m]	3.90
H <sub>c</sub> = altezza cordolo [m]	0.05
S <sub>3</sub> = spessore superiore [m]	0.40
S <sub>1</sub> = spessore inferiore [m]	0.40
L <sub>1</sub> = scarpa interna inferiore [m]	1.80
L <sub>3</sub> = scarpa interna superiore [m]	1.80
E <sub>1</sub> = scarpa esterna inferiore [m]	0.200
B <sub>1</sub> = base fondazione [m]	2.40
S <sub>1</sub> = spessore fondazione [m]	0.40
L <sub>1</sub> = lunghezza tratto rettilineo su ciabatta [m]	0.00
γ <sub>c</sub> = Peso di volume calcestruzzo [kN/m <sup>3</sup> ]	25
Inclinazione del paramento interno β (°)	0.0
Inclinazione della fondazione del paramento i (°)	0.0
Inclinazione piano campagna a tergo dell'opera α (°)	0.0
<i>Parametri terreno di riempimento</i>	
γ <sub>d</sub> = Peso di volume [kN/m <sup>3</sup> ]	19
φ <sub>k</sub> = angolo di attrito terreno di riempimento [°]	35
c <sub>k</sub> = coesione [kPa]	0
<i>Parametri terreno di fondazione</i>	
d <sub>w</sub> = Dislivello tra base fondazione e falda [m]	0
γ <sub>d</sub> = Peso di volume [kN/m <sup>3</sup> ]	19
φ <sub>k</sub> = angolo di attrito terreno di fondazione [°]	38
c <sub>k</sub> = coesione [kPa]	0
c <sub>u</sub> = coesione non drenata [kPa]	0





## Calcolo spinta

Stabilità globale e dimensionamento fondazione		Dimensionamento elevazione		
$\alpha$ = inclinazione del terrapieno [°]	0.0	$\alpha$ = inclinazione del terrapieno [°]	0.0	
$\beta$ = inclinazione paramento [°]	0.0	$\beta$ = inclinazione paramento [°]	0.0	
$(\delta/\phi)$ = attrito muro-terreno (per muri a T = 1)	1.00	$(\delta/\phi)$ = attrito muro-terreno (per muri a T = 1)	1.00	
$(\delta'/\phi)$ = attrito muro-terreno (tra terreno ed elevazione)	0.60	$(\delta'/\phi)$ = attrito muro-terreno (tra terreno ed elevazione)	0.60	
$q_{perm1}$ = sovraccarico permanente a tergo del muro [kPa]	0.0	$q_{perm1}$ = sovraccarico permanente a tergo del muro [kPa]	0.0	
$q_{acc}$ = sovraccarico accidentale a tergo muro [kPa]	20.0	$q_{acc1}$ = sovraccarico accidentale a tergo muro [kPa]	20.0	
$q_{acc\ sisma}$ = sovraccarico accidentale a tergo muro con sisma [kPa]	10.0	$q_{acc\ sisma}$ = sovraccarico accidentale a tergo muro con sisma [kPa]	10.0	
$q_{perm2}$ = sovraccarico permanente su ciabatta [kPa]	0.0	$q_{perm2}$ = sovraccarico permanente su ciabatta [kPa]	0.0	
$q_{acc}$ = sovraccarico accidentale su ciabatta [kPa]	0.0	$q_{acc2}$ = sovraccarico accidentale su ciabatta [kPa]	0.0	
$q_{acc\ sisma}$ = sovraccarico accidentale su ciabatta con sisma [kPa]	0.0	$q_{acc\ sisma}$ = sovraccarico accidentale a tergo muro con sisma [kPa]	0.0	
Presenza Guard-Rail (S/No)	no	Presenza Guard-Rail (S/No)	no	
Strutture frangivento [m]	0.0	Strutture frangivento [m]	0.0	
Strutture a sbalzo [m]	0.0	Strutture a sbalzo [m]	0.0	
$\gamma_t$ = peso di volume terreno [kN/m <sup>3</sup> ]	19.0	$\gamma_t$ = peso di volume terreno [kN/m <sup>3</sup> ]	19.0	
$\phi'_k$ = angolo di attrito terreno di riempimento [°]	35.0	$\phi'_k$ = angolo di attrito terreno di riempimento [°]	35.0	
$\phi'_d$ = angolo di attrito terreno di riempimento [°]	35.0	$\phi'_d$ = angolo di attrito terreno di riempimento [°]	35.0	
$\delta'_k$ = angolo di attrito Muro-Terreno di riempimento [°]	35.0	$\delta'_k$ = angolo di attrito Muro-Terreno di riempimento [°]	35.0	
$\delta'_d$ = angolo di attrito Muro-Terreno di riempimento [°]	35.0	$\delta'_d$ = angolo di attrito Muro-Terreno di riempimento [°]	35.0	
$c'_k$ = coesione [kPa]	0.0	$c'_k$ = coesione [kPa]	0.0	
$c'_d$ = coesione [kPa]	0.0	$c'_d$ = coesione [kPa]	0.0	
$K_a$ = coefficiente di spinta attiva	0.250	$K_a$ = coefficiente di spinta attiva	0.250	
$K_{a(\delta/\phi=0)}$ = coefficiente di spinta attiva ( $\delta/\phi=0$ )	0.271	$K_{a(\delta/\phi=0)}$ = coefficiente di spinta attiva ( $\delta/\phi=0$ )	0.271	
$a_g/g$ (acc. sismica associabile)	0.150	$a_g/g$ (acc. sismica associabile)	0.150	
Categoria di sottosuolo	C	$\gamma_I$ (fattore di importanza)	1.30	
S (coefficiente di suolo = $S_x S_y$ )	1.25	S (coefficiente di suolo = $S_x S_y$ )	1.25	
1/r (fattore riduzione accelerazione)	0.50	1/r (fattore riduzione accelerazione)	0.50	
$k_h$ (coefficiente sismico orizzontale)	0.094	$k_h$ (coefficiente sismico orizzontale)	0.094	
$k_v$ (coefficiente sismico verticale)	-0.047	$k_v$ (coefficiente sismico verticale)	0.047	
$\theta_{max}$ = rotazione addizionale muro-terreno (evento sismico)	5.618	$\theta_{max}$ = rotazione addizionale muro-terreno (evento sismico)	5.618	
$K_{ass}$ = coefficiente di spinta attiva sismica	0.327	$K_{ass}$ = coefficiente di spinta attiva sismica	0.327	
Spinta passiva presa in considerazione [%]	0	Spinta passiva presa in considerazione [%]	0	
Risultante spinta passiva [kN/m]	0.00	Risultante spinta passiva [kN/m]	0.00	
Calcolo delle spinte		Calcolo delle spinte sull'elevazione		
Condizioni statiche	$z_0$ (STR) = altezza di autosostegno [m]	0.00	$z_0$ (STR) = altezza di autosostegno [m]	0.00
	$z_0$ (GEO) = altezza di autosostegno [m]	0.00	$z_0$ (GEO) = altezza di autosostegno [m]	0.00
	$P_A$ (STR) = Risultante spinta attiva [kN/m]	79.73	$P_A$ (STR) = Risultante spinta attiva [kN/m]	66.91
	$P_A$ (GEO) = Risultante spinta attiva [kN/m]	55.56	$P_A$ (GEO) = Risultante spinta attiva [kN/m]	46.54
	$P_A$ (SLE) = Risultante spinta attiva [kN/m]	55.56	$P_A$ (SLE) = Risultante spinta attiva [kN/m]	46.54
	$P_{AV}$ (STR) = Componente verticale [kN/m]	45.73	$P_{AV}$ (STR) = Componente verticale [kN/m]	38.38
	$P_{AV}$ (GEO) = Componente verticale [kN/m]	31.87	$P_{AV}$ (GEO) = Componente verticale [kN/m]	26.70
	$P_{AV}$ (SLE) = Componente verticale [kN/m]	31.87	$P_{AV}$ (SLE) = Componente verticale [kN/m]	26.70
	$P_{AH1}$ (STR) = Spinta orizzontale terreno [kN/m]	41.38	$P_{AH1}$ (STR) = Spinta orizzontale terreno [kN/m]	33.33
	$P_{AH1}$ (GEO) = Spinta orizzontale terreno [kN/m]	29.56	$P_{AH1}$ (GEO) = Spinta orizzontale terreno [kN/m]	23.81
	$P_{AH1}$ (SLE) = Spinta orizzontale terreno [kN/m]	29.56	$P_{AH1}$ (SLE) = Spinta orizzontale terreno [kN/m]	23.81
	$P_{AH2}$ (STR) = Spinta orizzontale sovraccarico [kN/m]	27.28	$P_{AH2}$ (STR) = Spinta orizzontale sovraccarico [kN/m]	24.48
Condizioni sismiche	$P_{AH2}$ (GEO) = Spinta orizzontale sovraccarico [kN/m]	18.18	$P_{AH2}$ (GEO) = Spinta orizzontale sovraccarico [kN/m]	16.32
	$P_{AH2}$ (SLE) = Spinta orizzontale sovraccarico [kN/m]	18.18	$P_{AH2}$ (SLE) = Spinta orizzontale sovraccarico [kN/m]	16.32
	$z_{0ss}$ (STR) = altezza di autosostegno [m]	0.00	$z_{0ss}$ (STR) = altezza di autosostegno [m]	0.00
	$z_{0ss}$ (GEO) = altezza di autosostegno [m]	0.00	$z_{0ss}$ (GEO) = altezza di autosostegno [m]	0.00
	$P_{Aiss}$ (STR) = Spinta attiva sismica terreno [kN/m]	49.42	$P_{Aiss}$ (STR) = Spinta attiva sismica terreno [kN/m]	39.81
	$P_{Aiss}$ (GEO) = Spinta attiva sismica terreno [kN/m]	49.42	$P_{Aiss}$ (GEO) = Spinta attiva sismica terreno [kN/m]	39.81
	$P_{Aqss}$ (STR) = Spinta attiva sismica sovraccarico [kN/m]	12.74	$P_{Aqss}$ (STR) = Spinta attiva sismica sovraccarico [kN/m]	11.44
	$P_{Aqss}$ (GEO) = Spinta attiva sismica sovraccarico [kN/m]	12.74	$P_{Aqss}$ (GEO) = Spinta attiva sismica sovraccarico [kN/m]	11.44
	$P_{AH1(\delta/\phi=0)}$ (STR) = Spinta orizz. terreno [kN/m]	39.16	$P_{AH1(\delta/\phi=0)}$ (STR) = Spinta orizz. terreno [kN/m]	31.54
	$P_{AH1(\delta/\phi=0)}$ (GEO) = Spinta orizz. terreno [kN/m]	39.16	$P_{AH1(\delta/\phi=0)}$ (GEO) = Spinta orizz. terreno [kN/m]	31.54
	$P_{AH2(\delta/\phi=0)}$ (STR) = Spinta orizz. sovraccarico [kN/m]	10.57	$P_{AH2(\delta/\phi=0)}$ (STR) = Spinta orizz. sovraccarico [kN/m]	9.48
	Azioni dovute all'urto	$P_{AH2(\delta/\phi=0)}$ (GEO) = Spinta orizz. sovraccarico [kN/m]	10.57	$P_{AH2(\delta/\phi=0)}$ (GEO) = Spinta orizz. sovraccarico [kN/m]
$\Delta P_{AHiss}$ (STR) = Componente dinamica terreno [kN/m]		10.27	$\Delta P_{AHiss}$ (STR) = Componente dinamica terreno [kN/m]	8.27
$\Delta P_{AHiss}$ (GEO) = Componente dinamica terreno [kN/m]		10.27	$\Delta P_{AHiss}$ (GEO) = Componente dinamica terreno [kN/m]	8.27
$\Delta P_{AHqss}$ (STR) = Componente dinamica sovraccarico [kN/m]		2.17	$\Delta P_{AHqss}$ (STR) = Componente dinamica sovraccarico [kN/m]	1.95
$\Delta P_{AHqss}$ (GEO) = Componente dinamica sovraccarico [kN/m]		2.17	$\Delta P_{AHqss}$ (GEO) = Componente dinamica sovraccarico [kN/m]	1.95
Azioni dovute all'urto		Azioni dovute all'urto		
Condizioni statiche	$T_u$ = Reazione orizzontale [kN/m]	0.000	$T_u$ = Reazione orizzontale [kN/m]	0.00
	$M_u$ = Momento flettente [kNm/m]	0.00	$M_u$ = Momento flettente [kNm/m]	0.00
Azioni dovute alle strutture frangivento		Azioni dovute alle strutture frangivento		
Condizioni statiche	$T_f$ = Reazione orizzontale [kN/m]	0.00	$T_f$ = Reazione orizzontale [kN/m]	0.00
	$M_f$ = Momento flettente [kNm/m]	0.00	$M_f$ = Momento flettente [kNm/m]	0.00
Azioni dovute alle strutture a sbalzo		Azioni dovute alle strutture a sbalzo		
Condizioni statiche	$N_{sb}$ = Carico assiale [kN/m]	0.00	$N_{sb}$ = Carico assiale [kN/m]	0.00
	$M_{sb}$ = Momento flettente [kNm/m]	0.00	$M_{sb}$ = Momento flettente [kNm/m]	0.00
Condizioni sismiche	$N_{sb}$ = Carico assiale [kN/m]	0.00	$N_{sb}$ = Carico assiale [kN/m]	0.00
	$M_{sb}$ = Momento flettente [kNm/m]	0.00	$M_{sb}$ = Momento flettente [kNm/m]	0.00
$T_{sb}$ = Forza orizzontale sismica [kN/m]	0.00	$T_{sb}$ = Forza orizzontale sismica [kN/m]	0.00	
Numero di corsie [-]	0.0	Numero di corsie [m]	0.0	
$W_{sb}$ = Peso proprio [kN/m]		$W_{sb}$ = Peso proprio [kN/m]	0.0	
$q_{sb}$ = Carico agente sulla struttura [kN/m]	0.0	$q_{sb}$ = Carico agente sulla struttura [kN/m]	0.0	

Analisi dei carichi e verifiche globali (GEO)													
Forze verticali statiche [kN/m]					Forze orizzontali statiche [kN/m]								
$W_{p1}$	24.00	$b_{p1o}$	1.20	$b_{p1B}$	0.00	$P_{AH1}$	29.56	$b_{AH1}$	1.30				
$W_{p2}$	0.00	$b_{p2o}$	0.20	$b_{p2B}$	1.00	$P_{AH2(q1)}$	18.18	$b_{AH2}$	1.95				
$W_{p3}$	0.00	$b_{p3o}$	0.60	$b_{p3B}$	0.60	<b>Forze orizzontali sismiche [kN/m]</b>							
$W_{p4}$	35.00	$b_{p4o}$	0.40	$b_{p4B}$	0.80	$F_{p1}$	2.25	$b_{p1}$	0.20				
$W_{p5}$	0.50	$b_{p5o}$	0.40	$b_{p5B}$	0.80	$F_{p2}$	0.00	$b_{p2}$	1.57				
$W_{t1}$	0.00	$b_{t1o}$	1.80	$b_{t1B}$	-0.60	$F_{p3}$	0.00	$b_{p3}$	1.57				
$W_{t2}$	119.70	$b_{t2o}$	1.50	$b_{t2B}$	-0.30	$F_{p4}$	3.28	$b_{p4}$	2.15				
$W_{t3}$	0.00	$b_{t3o}$	0.60	$b_{t3B}$	0.60	$F_{p5}$	0.05	$b_{p5}$	3.93				
$W_{q2statico}$	0.00	$b_{q2statico}$	1.50	$b_{q2staticB}$	-0.30	$F_{t1}$	0.00	$b_{t1}$	3.90				
$P_{AV}$	31.87	$b_{AVo}$	2.40	$b_{AVB}$	-1.20	$F_{t2}$	11.22	$b_{t2}$	2.15				
<b>Forze verticali sismiche [kN/m]</b>					$F_{t3}$	0.00	$b_{t3}$	2.73					
$F_{vp1}$	1.13	$b_{p1o}$	1.20	$b_{p1B}$	0.00	$P_{AH1(\delta=0)}$	39.16	$b_{AH1}$	1.30				
$F_{vp2}$	0.00	$b_{p2o}$	0.20	$b_{p2B}$	1.00	$P_{AH2(\delta=0)(q1)}$	10.57	$b_{AH2}$	1.95				
$F_{vp3}$	0.00	$b_{p3o}$	0.60	$b_{p3B}$	0.60	$\Delta P_{AHss}$	10.27	$b_{AAH}$	1.30				
$F_{vp4}$	1.64	$b_{p4o}$	0.40	$b_{p4B}$	0.80	$\Delta P_{AHqs(q1)}$	2.17	$b_{AAH}$	1.95				
$F_{vp5}$	0.02	$b_{p5o}$	0.40	$b_{p5B}$	0.80	<b>Forze verticali e orizzontali statiche (EQU) [kN/m]</b>							
$F_{v1}$	0.00	$b_{t1o}$	1.80	$b_{t1B}$	-0.60	$P_{AV} (EQU)$	31.87	$b_{AVo}$	2.40				
$F_{v2}$	5.61	$b_{t2o}$	1.50	$b_{t2B}$	-0.30	$P_{AH1} (EQU)$	29.56	$b_{AH1}$	1.30				
$F_{v3}$	0.00	$b_{t3o}$	0.60	$b_{t3B}$	0.60	$P_{AH2(q1)} (EQU)$	18.18	$b_{AH2}$	1.95				
<b>Verifiche in condizioni statiche</b>					<b>Verifiche in condizioni sismiche</b>								
<b>Verifica al ribaltamento</b>					<b>Verifica al ribaltamento</b>								
Momento stabilizzante [kNm/m]					Momento stabilizzante [kNm/m]								
299.03					212.12								
Momento ribaltante [kNm/m]					Momento ribaltante [kNm/m]								
73.88					114.05								
$F_s$					$F_s$								
4.05 > 1.5					1.86 > 1.5								
<b>Verifica a scorrimento</b>					<b>Verifica a scorrimento</b>								
Risultante carichi orizzontali [kN/m]					Risultante carichi orizzontali [kN/m]								
47.74					78.97								
Risultante carichi verticali [kN/m]					Risultante carichi verticali [kN/m]								
211.07					170.80								
Angolo d'attrito terreno [°]					Angolo d'attrito terreno [°]								
38.0					38.0								
Coefficiente d'attrito					Coefficiente d'attrito								
1.00					1.00								
$F_s$					$F_s$								
3.4541 > 1.3					1.69 > 1.3								
<b>Sollecitazione in baricentro fondazione</b>					<b>Sollecitazione in baricentro fondazione</b>								
Risultante delle azioni normali al piano [kN]					Risultante delle azioni normali al piano [kN]								
211.07					187.60								
Risultante delle azioni parallele al piano [kN]					Risultante delle azioni parallele al piano [kN]								
47.74					78.97								
Momento baricentrico [kNm/m]					Momento baricentrico [kNm/m]								
28.13					113.05								
Eccentricità [m]					Eccentricità [m]								
0.13					0.60								
B/6 [m]					B/6 [m]								
0.40					0.40								
La sezione non è parzializzata					La sezione è parzializzata								
Distribuzione tensioni con $s_{max}$ a valle					Distribuzione tensioni con $s_{max}$ a valle								
$\sigma_{max}$ ( $s_{max}$ scaricata sul terreno) [kPa]					$\sigma_{max}$ ( $s_{max}$ scaricata sul terreno) [kPa]								
117.25					209.36								
$\sigma_{min}$ ( $s_{min}$ scaricata sul terreno) [kPa]					$\sigma_{min}$ ( $s_{min}$ scaricata sul terreno) [kPa]								
58.64					0.00								
Lunghezza tratto compresso [m]					Lunghezza tratto compresso [m]								
2.40					1.79								
<b>Verifica al carico limite</b>					<b>Verifica al carico limite</b>								
$\gamma_e =$ Peso di volume equivalente [kN/m <sup>3</sup> ]					$\gamma_e =$ Peso di volume equivalente [kN/m <sup>3</sup> ]								
9.00					9.00								
$\phi$ terreno di fondazione [°]					$\phi$ terreno di fondazione [°]								
38.00					38.00								
$c'$ terreno di fondazione [kPa]					$c'$ terreno di fondazione [kPa]								
0.00					0.00								
D Profondità piano fondazione [m]					D Profondità piano fondazione [m]								
1.40					1.40								
Inclinazione piano campagna $\omega$ [°]					Inclinazione piano campagna $\omega$ [°]								
0.00					0.00								
$B_{fondazione}$ [m]					$B_{fondazione}$ [m]								
2.40					2.40								
Eccentricità [m]					Eccentricità [m]								
0.13					0.60								
$B = B - 2e$ [m]					$B = B - 2e$ [m]								
2.13					1.19								
B/6 [m]					B/6 [m]								
0.40					0.40								
$H_w =$ Altezza del cuneo $bac$ [m]					$H_w =$ Altezza del cuneo $bac$ [m]								
2.19					1.22								
Coefficienti di capacità portante					$N_y$	78.02	Coefficienti di capacità portante					$N_y$	78.02
					$N_c$	61.35						$N_c$	61.35
					$N_q$	48.93						$N_q$	48.93
					$d_q$	1.15						$d_q$	1.20
					$d_c$	1.15						$d_c$	1.20
					$i_y$	0.46						$i_y$	0.19
					$i_q$	0.60						$i_q$	0.34
					$i_c$	0.59						$i_c$	0.32
					$b_y$	1.00						$b_y$	1.00
					$b_q$	1.00						$b_q$	1.00
$b_c$	1.00	$b_c$	1.00										
$\gamma_y$	1.00	$\gamma_y$	1.00										
$\gamma_q$	1.00	$\gamma_q$	1.00										
$\gamma_c$	1.00	$\gamma_c$	1.00										
Carico limite [kPa]					Carico limite [kPa]								
772.18					329.44								
Carico sul piano di posa [kPa]					Carico sul piano di posa [kPa]								
98.93					157.02								
$F_s$					$F_s$								
7.8 > 2.0					2.1 > 2.0								

**Sollecitazioni (STR) sul paramento e sulla suola di fondazione**

Forze verticali statiche [kN/m]					Forze orizzontali statiche [kN/m]				
$W_{p2}$	0.00	$b_{p2o}$	0.20	$b_{p2B}$	1.00	$P_{AH1}$	33.33	$b_{AH1}$	1.17
$W_{p3}$	0.00	$b_{p3o}$	0.60	$b_{p3B}$	0.60	$P_{AH2}$	24.48	$b_{AH2}$	1.75
$W_{p4}$	35.00	$b_{p4o}$	0.40	$b_{p4B}$	0.80	Forze orizzontali sismiche [kN/m]			
$W_{p5}$	0.50	$b_{p5o}$	0.40	$b_{p5B}$	0.80	$F_{p2}$	0.00	$b_{p2}$	1.17
$W_{t1}$	0.00	$b_{t1o}$	1.80	$b_{t1B}$	-0.60	$F_{p3}$	0.00	$b_{p3}$	1.17
$W_{t2}$	119.70	$b_{t2o}$	1.50	$b_{t2B}$	-0.30	$F_{p4}$	3.28	$b_{p4}$	1.75
$W_{t3}$	0.00	$b_{t3o}$	0.60	$b_{t3B}$	0.60	$F_{p5}$	0.05	$b_{p5}$	3.53
$P_{AV}$	38.38	$b_{AVo}$	2.40	$b_{AVB}$	-1.20	$F_{t1}$	0.00	$b_{t1}$	3.50
$W_{q2statico}$	0.00	$b_{qo}$	1.50	$b_{qB}$	-0.30	$F_{t2}$	11.22	$b_{t2}$	1.75
$W_{q2sis}$	0.00	$b_{qo}$	1.50	$b_{qB}$	-0.30	$F_{t3}$	0.00	$b_{t3}$	2.33
Forze verticali sismiche [kN/m]					$P_{AH1(d=0)}$	31.54	$b_{AH1}$	1.17	
$F_{vp2}$	0.00	$b_{p2o}$	0.20	$b_{p2B}$	1.00	$P_{AH2(d=0)}$	9.48	$b_{AH2}$	1.75
$F_{vp3}$	0.00	$b_{p3o}$	0.60	$b_{p3B}$	0.60	$\Delta P_{AHtsis}$	8.27	$b_{\Delta AHt}$	2.33
$F_{vp4}$	1.64	$b_{p4o}$	0.40	$b_{p4B}$	0.80	$\Delta P_{AHqsis}$	1.95	$b_{\Delta AHq}$	1.75
$F_{vp5}$	0.02	$b_{p5o}$	0.40	$b_{p5B}$	0.80				
$F_{v1}$	0.00	$b_{t1o}$	1.80	$b_{t1B}$	-0.60				
$F_{v2}$	5.61	$b_{t2o}$	1.50	$b_{t2B}$	-0.30				
$F_{v3}$	0.00	$b_{t3o}$	0.60	$b_{t3B}$	0.60				

**Sollecitazioni agenti sull'elevazione**

Verifiche in condizioni statiche					Verifiche in condizioni sismiche				
Passo di calcolo					10				
Altezza paramento [m]	Altezza sezione [m]	Momento [kNm/m]	Azione assiale [kN/m]	Taglio [kN/m]	Altezza paramento [m]	Altezza sezione [m]	Momento [kNm/m]	Azione assiale [kN/m]	Taglio [kN/m]
0.70	0.40	0.65	10.50	6.23	0.70	0.40	2.30	7.85	6.83
0.70	0.40	0.65	10.30	6.23	0.70	0.40	2.30	7.85	6.83
1.05	0.40	2.21	15.40	10.34	1.05	0.40	5.65	11.52	11.41
1.40	0.40	5.23	20.30	15.12	1.40	0.40	10.92	15.18	16.79
1.75	0.40	10.22	25.20	20.57	1.75	0.40	18.44	18.84	22.97
2.10	0.40	17.65	30.10	26.69	2.10	0.40	28.56	22.51	29.94
2.45	0.40	28.03	35.00	33.47	2.45	0.40	41.60	26.17	37.71
2.80	0.40	41.84	39.90	40.91	2.80	0.40	57.90	29.84	46.27
3.15	0.40	59.57	44.80	49.03	3.15	0.40	77.81	33.50	55.63
3.50	0.40	81.72	49.70	57.81	3.50	0.40	101.65	37.16	65.79

**Sollecitazione alla base dell'elevazione****Sollecitazione alla base dell'elevazione**

Azione assiale [kN/m]	49.70	Azione assiale [kN/m]	37.16
Taglio [kN/m]	57.81	Taglio [kN/m]	65.79
Momento baricentrico [kNm/m]	81.72	Momento baricentrico [kNm/m]	101.65

**Sollecitazioni agenti sulla ciabatta di fondazione di valle**

Verifiche in condizioni statiche					Verifiche in condizioni sismiche				
$\sigma_1$ [kPa]	$\sigma_2$ [kPa]	Tratto compresso [m]	Momento [kNm/m]	Taglio [kN/m]	$\sigma_1$ [kPa]	$\sigma_2$ [kPa]	Tratto compresso [m]	Momento [kNm/m]	Taglio [kN/m]
209.79	195.42	0.20	4.10	40.52	209.36	186.00	0.20	4.03	39.54

**Sollecitazioni agenti sulla ciabatta di fondazione di monte**

Verifiche in condizioni statiche					Verifiche in condizioni sismiche				
$\sigma_1$ [kPa]	$\sigma_2$ [kPa]	Tratto compresso [m]	Momento [kNm/m]	Taglio [kN/m]	$\sigma_1$ [kPa]	$\sigma_2$ [kPa]	Tratto compresso [m]	Momento [kNm/m]	Taglio [kN/m]
37.39	166.69	1.80	-43.11	45.97	0.00	139.27	1.19	-95.99	-60.30

NB:  $\sigma_2$  è il valore di tensione sulla sezione di incastro

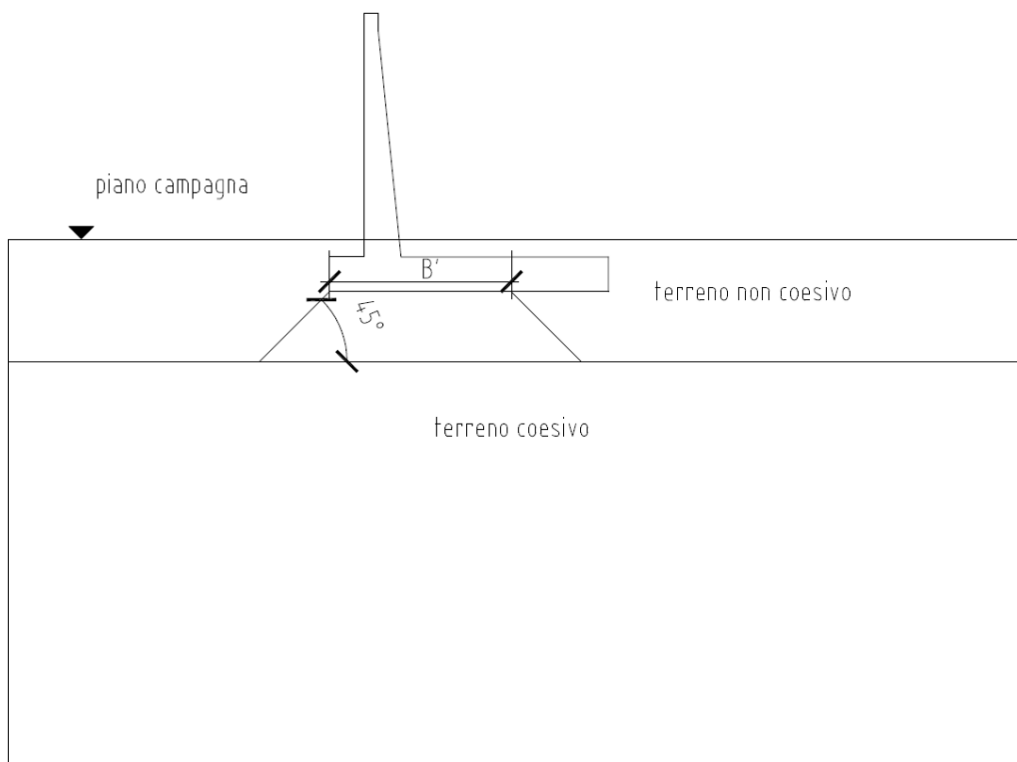
NB: Il momento negativo tende le fibre di estradosso della fondazione

<b>Sollecitazioni (SLE) sul paramento e sulla suola di fondazione</b>									
<b>Forze verticali statiche [kN/m]</b>					<b>Forze orizzontali statiche [kN/m]</b>				
$W_{p2}$	0.00	$b_{p2o}$	0.20	$b_{p2B}$	1.00	$P_{AH1}$	23.81	$b_{AH1}$	1.17
$W_{p3}$	0.00	$b_{p3o}$	0.60	$b_{p3B}$	0.60	$P_{AH2}$	16.32	$b_{AH2}$	1.75
$W_{p4}$	35.00	$b_{p4o}$	0.40	$b_{p4B}$	0.80	<b>Forze orizzontali sismiche [kN/m]</b>			
$W_{p5}$	0.50	$b_{p5o}$	0.40	$b_{p5B}$	0.80	$F_{p2}$	0.00	$b_{p2}$	1.17
$W_{t1}$	0.00	$b_{t1o}$	1.80	$b_{t1B}$	-0.60	$F_{p3}$	0.00	$b_{p3}$	1.17
$W_{t2}$	119.70	$b_{t2o}$	1.50	$b_{t2B}$	-0.30	$F_{p4}$	3.28	$b_{p4}$	1.75
$W_{t3}$	0.00	$b_{t3o}$	0.60	$b_{t3B}$	0.60	$F_{p5}$	0.05	$b_{p5}$	3.53
$P_{AV}$	26.70	$b_{AVo}$	2.40	$b_{AVB}$	-1.20	$F_{t1}$	0.00	$b_{t1}$	3.50
$W_{q2statico}$	0.00	$b_{qo}$	1.50	$b_{qB}$	-0.30	$F_{t2}$	11.22	$b_{t2}$	1.75
$W_{q2sis}$	0.00	$b_{qo}$	1.50	$b_{qB}$	-0.30	$F_{t3}$	0.00	$b_{t3}$	2.33
<b>Forze verticali sismiche [kN/m]</b>						$P_{AH1(d=0)}$	31.54	$b_{AH1}$	1.17
$F_{vp2}$	0.00	$b_{p2o}$	0.20	$b_{p2B}$	1.00	$P_{AH2(d=0)}$	9.48	$b_{AH2}$	1.75
$F_{vp3}$	0.00	$b_{p3o}$	0.60	$b_{p3B}$	0.60	$\Delta P_{AHtsis}$	8.27	$b_{\Delta AHt}$	2.33
$F_{vp4}$	1.64	$b_{p4o}$	0.40	$b_{p4B}$	0.80	$\Delta P_{AHqsis}$	1.95	$b_{\Delta AHq}$	1.75
$F_{vp5}$	0.02	$b_{p5o}$	0.40	$b_{p5B}$	0.80				
$F_{vt1}$	0.00	$b_{t1o}$	1.80	$b_{t1B}$	-0.60				
$F_{vt2}$	5.61	$b_{t2o}$	1.50	$b_{t2B}$	-0.30				
$F_{vt3}$	0.00	$b_{t3o}$	0.60	$b_{t3B}$	0.60				
<b>Sollecitazioni agenti sull'elevazione</b>									
<b>Verifiche in condizioni statiche</b>					<b>Verifiche in condizioni sismiche</b>				
Passo di calcolo					10				
Altezza paramento [m]	Altezza sezione [m]	Momento [kNm/m]	Azione assiale [kN/m]	Taglio [kN/m]	Altezza paramento [m]	Altezza sezione [m]	Momento [kNm/m]	Azione assiale [kN/m]	Taglio [kN/m]
0.70	0.40	0.45	7.50	4.22	0.70	0.40	2.30	7.85	6.83
0.70	0.40	0.45	7.50	4.22	0.70	0.40	2.30	7.85	6.83
1.05	0.40	1.52	11.00	7.04	1.05	0.40	5.65	11.52	11.41
1.40	0.40	3.61	14.50	10.34	1.40	0.40	10.92	15.18	16.79
1.75	0.40	7.04	18.00	14.11	1.75	0.40	18.44	18.84	22.97
2.10	0.40	12.17	21.50	18.36	2.10	0.40	28.56	22.51	29.94
2.45	0.40	19.32	25.00	23.09	2.45	0.40	41.60	26.17	37.71
2.80	0.40	28.84	28.50	28.29	2.80	0.40	57.90	29.84	46.27
3.15	0.40	41.07	32.00	33.97	3.15	0.40	77.81	33.50	55.63
3.50	0.40	56.33	35.50	40.12	3.50	0.40	101.65	37.16	65.79
<b>Sollecitazione alla base dell'elevazione</b>					<b>Sollecitazione alla base dell'elevazione</b>				
Azione assiale [kN/m]				35.50	Azione assiale [kN/m]				37.16
Taglio [kN/m]				40.12	Taglio [kN/m]				65.79
Momento baricentrico [kNm/m]				56.33	Momento baricentrico [kNm/m]				101.65
<b>Sollecitazioni agenti sulla ciabatta di fondazione di valle</b>									
<b>Verifiche in condizioni statiche</b>					<b>Verifiche in condizioni sismiche</b>				
$\sigma_1$ [kPa]	$\sigma_2$ [kPa]	Tratto compresso [m]	Momento [kNm/m]	Taglio [kN/m]	$\sigma_1$ [kPa]	$\sigma_2$ [kPa]	Tratto compresso [m]	Momento [kNm/m]	Taglio [kN/m]
147.13	137.26	0.20	2.88	28.44	209.36	186.00	0.20	4.03	39.54
<b>Sollecitazioni agenti sulla ciabatta di fondazione di monte</b>									
<b>Verifiche in condizioni statiche</b>					<b>Verifiche in condizioni sismiche</b>				
$\sigma_1$ [kPa]	$\sigma_2$ [kPa]	Tratto compresso [m]	Momento [kNm/m]	Taglio [kN/m]	$\sigma_1$ [kPa]	$\sigma_2$ [kPa]	Tratto compresso [m]	Momento [kNm/m]	Taglio [kN/m]
28.76	117.54	1.80	-29.40	-6.03	0.00	139.27	1.19	-95.99	-60.30

NB:  $\sigma_2$  è il valore di tensione sulla sezione di incastro  
 NB: Il momento negativo tende le fibre di estradosso della fondazione

- **verifica capacità portante argilla**

Sotto lo strato di terreno granulare su cui viene posata la fondazione del muro di sostegno oggetto della relazione è presente un profondo strato di argilla. Si esegue quindi una verifica a capacità portante di tale strato di terreno ipotizzando una diffusione a 45° del carico distribuito che scarica la ciabatta di fondazione.



carico sul piano di posa della fondazione  $q=157.02$  kPa

$B'= 1.19$  m

carico agente su terreno coesivo  $q= 36$  kPa

$$q=19 < q_{amm}=570\text{kPa}$$

**Verifica soddisfatta**

**DATI DI INGRESSO**

$\gamma_w$	peso di volume acqua	9.807	(kN/m <sup>3</sup> )
$\gamma_n$	peso di volume naturale terreno	19.0	(kN/m <sup>3</sup> )
$\gamma_{sat}$	peso di volume saturo del terreno	19.0	(kN/m <sup>3</sup> )
<b>CU</b>	coesione non drenata	100.0	(kPa)
<b>B'</b>	larghezza della fondazione equivalente	6.59	(m)
<b>L'</b>	lunghezza della fondazione equivalente	1.00	(m)
<b>D</b>	profondità della fondazione da p.c. <i>(può risultare opportuno essere conservativi, in relazione al "contributo del sovraccarico"; a tal fine si introduce il coefficiente "δ")</i>	1.00	(m)
<b>δ</b>	percentuale dell'approfondimento D adottata nel calcolo	50	(%)
<b>z<sub>w</sub></b>	profondità falda da p.c.	2.50	(m)
<b>α</b>	inclinazione della fondazione <i>(valore positivo: vedi foglio "figura")</i>	0.0	(°)
<b>ω</b>	pendenza piano campagna <i>(valore positivo: vedi foglio "figura")</i>	0.0	(°)
<b>H/N</b>	rapporto tra carico orizzontale e carico verticale	0.10	(-)
<b>FS</b>	coefficiente di sicurezza	2.00	(-)
fattori di capacità portante	$N_c$	5.14	
	$N_\gamma$	0.00	
fattori di forma	$s_c$	2.32	
	$s_\gamma$	-1.64	
fattori di approfondimento	$d_c$	1.06	
fattori di inclinazione del carico	$i_c$	0.89	
fattori di inclinazione della fondazione	$b_c$	1.00	
fattori di inclinazione del piano campagna	$g_c$	1.00	

**RISULTATI****capacità portante limite:**

componente dovuta a $N_\gamma$	0	(kPa)
componente dovuta alla coesione	1121	(kPa)
contributo del sovraccarico	10	(kPa)

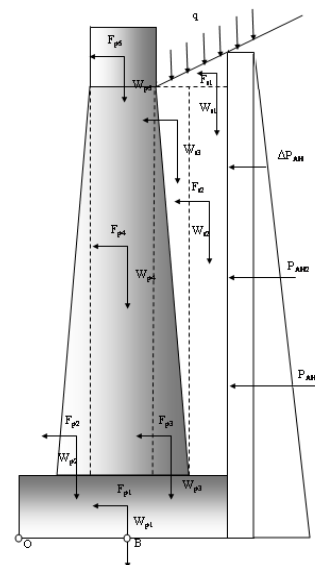
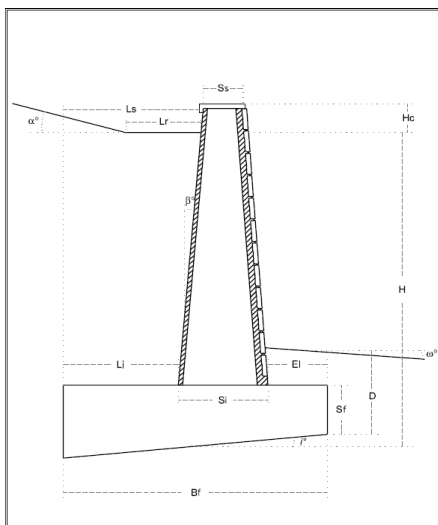
$$q_{lim} = 1131 \text{ kPa}$$

$$q_{amm} = 570 \text{ kPa}$$



### 7.3.2. GEO – sezione B

<b>Dati di carattere generale</b>	
Definire tipologia muro (Ordinario [1] o Prefabb/Contraff [2])	1
H = altezza [m]	5.95
H <sub>c</sub> = altezza cordolo [m]	0.05
S <sub>s</sub> = spessore superiore [m]	0.40
S <sub>i</sub> = spessore inferiore [m]	0.775
L <sub>i</sub> = scarpa interna inferiore [m]	2.23
L <sub>s</sub> = scarpa interna superiore [m]	2.23
E <sub>i</sub> = scarpa esterna inferiore [m]	0.500
B <sub>f</sub> = base fondazione [m]	3.50
S <sub>f</sub> = spessore fondazione [m]	0.50
L <sub>r</sub> = lunghezza tratto rettilineo su ciabatta [m]	0.00
γ <sub>c</sub> = Peso di volume calcestruzzo [kN/m <sup>3</sup> ]	25
Inclinazione del paramento interno β (°)	4.0
Inclinazione della fondazione del paramento i (°)	0.0
Inclinazione piano campagna a tergo dell'opera α (°)	0.0
<b>Parametri terreno di riempimento</b>	
γ <sub>d</sub> = Peso di volume [kN/m <sup>3</sup> ]	19
φ <sub>k</sub> = angolo di attrito terreno di riempimento [°]	35
c <sub>k</sub> = coesione [kPa]	0
<b>Parametri terreno di fondazione</b>	
d <sub>w</sub> = Dislivello tra base fondazione e falda [m]	0
γ <sub>d</sub> = Peso di volume [kN/m <sup>3</sup> ]	19
φ <sub>k</sub> = angolo di attrito terreno di fondazione [°]	38
c <sub>k</sub> = coesione [kPa]	0
c <sub>u</sub> = coesione non drenata [kPa]	0





Calcolo spinta

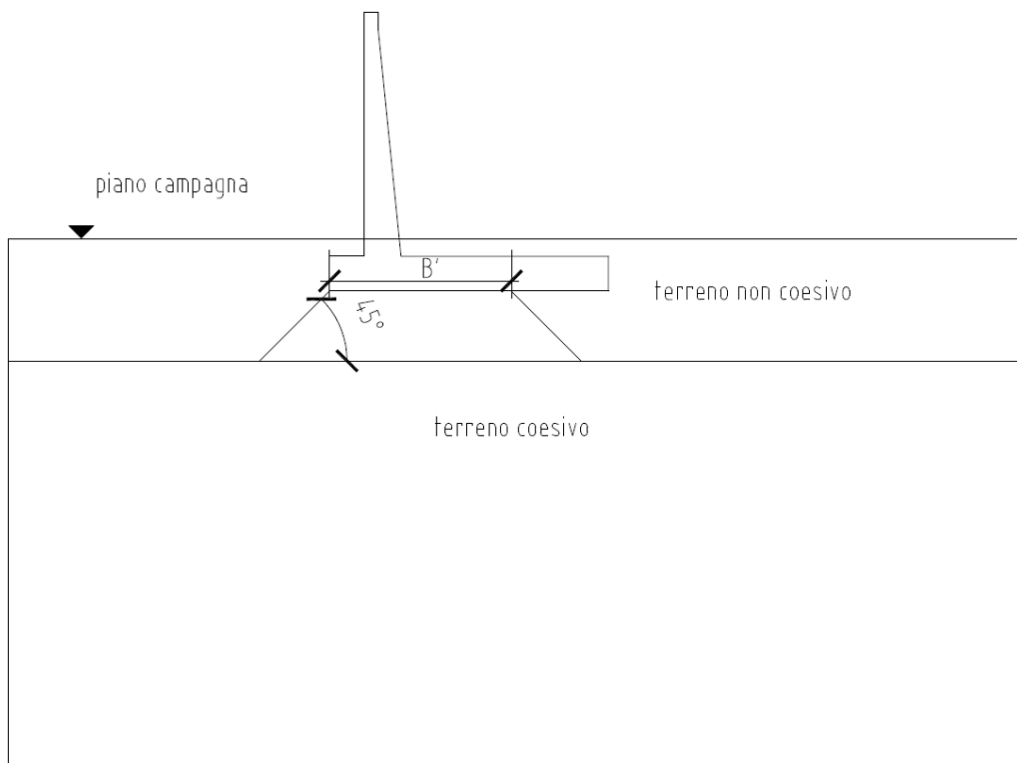
Stabilità globale e dimensionamento fondazione		Dimensionamento elevazione		
$\alpha$ = inclinazione del terrapieno [°]	0.0	$\alpha$ = inclinazione del terrapieno [°]	0.0	
$\beta$ = inclinazione paramento [°]	4.0	$\beta$ = inclinazione paramento [°]	4.0	
$(\delta/\phi)$ = attrito muro-terreno (per muri a T = 1)	1.00	$(\delta/\phi)$ = attrito muro-terreno (per muri a T = 1)	1.00	
$(\delta'/\phi)$ = attrito muro-terreno (tra terreno ed elevazione)	0.60	$(\delta'/\phi)$ = attrito muro-terreno (tra terreno ed elevazione)	0.60	
$q_{perm1}$ = sovraccarico permanente a tergo del muro [kPa]	0.0	$q_{perm1}$ = sovraccarico permanente a tergo del muro [kPa]	0.0	
$q_{acc}$ = sovraccarico accidentale a tergo muro [kPa]	20.0	$q_{acc1}$ = sovraccarico accidentale a tergo muro [kPa]	20.0	
$q_{acc\ sisma}$ = sovraccarico accidentale a tergo muro con sisma [kPa]	10.0	$q_{acc\ sisma}$ = sovraccarico accidentale a tergo muro con sisma [kPa]	10.0	
$q_{perm2}$ = sovraccarico permanente su ciabatta [kPa]	0.0	$q_{perm2}$ = sovraccarico permanente su ciabatta [kPa]	0.0	
$q_{acc}$ = sovraccarico accidentale su ciabatta [kPa]	0.0	$q_{acc2}$ = sovraccarico accidentale su ciabatta [kPa]	0.0	
$q_{acc\ sisma}$ = sovraccarico accidentale su ciabatta con sisma [kPa]	0.0	$q_{acc\ sisma}$ = sovraccarico accidentale a tergo muro con sisma [kPa]	0.0	
Presenza Guard-Rail (S/No)	no	Presenza Guard-Rail (S/No)	no	
Strutture frangivento [m]	0.0	Strutture frangivento [m]	0.0	
Strutture a sbalzo [m]	0.0	Strutture a sbalzo [m]	0.0	
$\gamma_t$ = peso di volume terreno [kN/m <sup>3</sup> ]	19.0	$\gamma_t$ = peso di volume terreno [kN/m <sup>3</sup> ]	19.0	
$\phi'_k$ = angolo di attrito terreno di riempimento [°]	35.0	$\phi'_k$ = angolo di attrito terreno di riempimento [°]	35.0	
$\phi'_d$ = angolo di attrito terreno di riempimento [°]	35.0	$\phi'_d$ = angolo di attrito terreno di riempimento [°]	35.0	
$\delta'_k$ = angolo di attrito Muro-Terreno di riempimento [°]	35.0	$\delta'_k$ = angolo di attrito Muro-Terreno di riempimento [°]	35.0	
$\delta'_d$ = angolo di attrito Muro-Terreno di riempimento [°]	35.0	$\delta'_d$ = angolo di attrito Muro-Terreno di riempimento [°]	35.0	
$c'_k$ = coesione [kPa]	0.0	$c'_k$ = coesione [kPa]	0.0	
$c'_d$ = coesione [kPa]	0.0	$c'_d$ = coesione [kPa]	0.0	
$K_a$ = coefficiente di spinta attiva	0.283	$K_a (M1)$ = coefficiente di spinta attiva	0.283	
$K_{a(\delta/\phi=0)}$ = coefficiente di spinta attiva ( $\delta/\phi=0$ )	0.298	$K_{a(\delta/\phi=0)} (M1)$ = coefficiente di spinta attiva ( $\delta/\phi=0$ )	0.298	
$a_g/g$ (acc. sismica associabile)	0.150	$a_g/g$ (acc. sismica associabile)	0.150	
Categoria di sottosuolo	C	$\gamma_I$ (fattore di importanza)	1.30	
S (coefficiente di suolo = $S_x S_y$ )	1.25	S (coefficiente di suolo = $S_x S_y$ )	1.25	
1/r (fattore riduzione accelerazione)	0.50	1/r (fattore riduzione accelerazione)	0.50	
$k_h$ (coefficiente sismico orizzontale)	0.094	$k_h$ (coefficiente sismico orizzontale)	0.094	
$k_v$ (coefficiente sismico verticale)	-0.047	$k_v$ (coefficiente sismico verticale)	0.047	
$\theta_{max}$ = rotazione addizionale muro-terreno (evento sismico)	5.618	$\theta_{max}$ = rotazione addizionale muro-terreno (evento sismico)	5.618	
$K_{as}$ = coefficiente di spinta attiva sismica	0.300	$K_{as}$ = coefficiente di spinta attiva sismica	0.300	
Spinta passiva presa in considerazione [%]	0	Spinta passiva presa in considerazione [%]	0	
Risultante spinta passiva [kN/m]	0.00	Risultante spinta passiva [kN/m]	0.00	
Calcolo delle spinte		Calcolo delle spinte sull'elevazione		
Condizioni statiche	$z_0$ (STR) = altezza di autosostegno [m]	0.00	$z_0$ (STR) = altezza di autosostegno [m]	0.00
	$z_0$ (GEO) = altezza di autosostegno [m]	0.00	$z_0$ (GEO) = altezza di autosostegno [m]	0.00
	$P_A$ (STR) = Risultante spinta attiva [kN/m]	183.45	$P_A$ (STR) = Risultante spinta attiva [kN/m]	157.80
	$P_A$ (GEO) = Risultante spinta attiva [kN/m]	128.63	$P_A$ (GEO) = Risultante spinta attiva [kN/m]	110.51
	$P_A$ (SLE) = Risultante spinta attiva [kN/m]	128.63	$P_A$ (SLE) = Risultante spinta attiva [kN/m]	110.51
	$P_{AV}$ (STR) = Componente verticale [kN/m]	115.45	$P_{AV}$ (STR) = Componente verticale [kN/m]	99.30
	$P_{AV}$ (GEO) = Componente verticale [kN/m]	80.95	$P_{AV}$ (GEO) = Componente verticale [kN/m]	69.55
	$P_{AV}$ (SLE) = Componente verticale [kN/m]	80.95	$P_{AV}$ (SLE) = Componente verticale [kN/m]	69.55
	$P_{AH1}$ (STR) = Spinta orizzontale terreno [kN/m]	103.38	$P_{AH1}$ (STR) = Spinta orizzontale terreno [kN/m]	86.73
	$P_{AH1}$ (GEO) = Spinta orizzontale terreno [kN/m]	73.84	$P_{AH1}$ (GEO) = Spinta orizzontale terreno [kN/m]	61.95
	$P_{AH1}$ (SLE) = Spinta orizzontale terreno [kN/m]	73.84	$P_{AH1}$ (SLE) = Spinta orizzontale terreno [kN/m]	61.95
	$P_{AH2}$ (STR) = Spinta orizzontale sovraccarico [kN/m]	45.70	$P_{AH2}$ (STR) = Spinta orizzontale sovraccarico [kN/m]	41.86
	$P_{AH2}$ (GEO) = Spinta orizzontale sovraccarico [kN/m]	30.47	$P_{AH2}$ (GEO) = Spinta orizzontale sovraccarico [kN/m]	27.91
	$P_{AH2}$ (SLE) = Spinta orizzontale sovraccarico [kN/m]	30.47	$P_{AH2}$ (SLE) = Spinta orizzontale sovraccarico [kN/m]	27.91
Condizioni sismiche	$z_{0ss}$ (STR) = altezza di autosostegno [m]	0.00	$z_{0ss}$ (STR) = altezza di autosostegno [m]	0.00
	$z_{0ss}$ (GEO) = altezza di autosostegno [m]	0.00	$z_{0ss}$ (GEO) = altezza di autosostegno [m]	0.00
	$P_{Atsis}$ (STR) = Spinta attiva sismica terreno [kN/m]	105.76	$P_{Atsis}$ (STR) = Spinta attiva sismica terreno [kN/m]	88.74
	$P_{Atsis}$ (GEO) = Spinta attiva sismica terreno [kN/m]	105.76	$P_{Atsis}$ (GEO) = Spinta attiva sismica terreno [kN/m]	88.74
	$P_{Aqsis}$ (STR) = Spinta attiva sismica sovrac. [kN/m]	17.87	$P_{Aqsis}$ (STR) = Spinta attiva sismica sovrac. [kN/m]	16.37
	$P_{Aqsis}$ (GEO) = Spinta attiva sismica sovrac. [kN/m]	17.87	$P_{Aqsis}$ (GEO) = Spinta attiva sismica sovrac. [kN/m]	16.37
	$P_{AH1(d/f=0)}$ (STR) = Spinta orizz. terreno [kN/m]	100.11	$P_{AH1(\delta/\phi=0)}$ (STR) = Spinta orizz. terreno [kN/m]	83.99
	$P_{AH1(\delta/\phi=0)}$ (GEO) = Spinta orizz. terreno [kN/m]	100.11	$P_{AH1(\delta/\phi=0)}$ (GEO) = Spinta orizz. terreno [kN/m]	83.99
	$P_{AH2(d/f=0)}$ (STR) = Spinta orizz. sovraccarico [kN/m]	17.71	$P_{AH2(\delta/\phi=0)}$ (STR) = Spinta orizz. sovraccarico [kN/m]	16.22
	$P_{AH2(\delta/\phi=0)}$ (GEO) = Spinta orizz. sovraccarico [kN/m]	17.71	$P_{AH2(\delta/\phi=0)}$ (GEO) = Spinta orizz. sovraccarico [kN/m]	16.22
	$\Delta P_{AH1ss}$ (STR) = Componente dinamica terreno [kN/m]	5.66	$\Delta P_{AH1ss}$ (STR) = Componente dinamica terreno [kN/m]	4.75
	$\Delta P_{AH1ss}$ (GEO) = Componente dinamica terreno [kN/m]	5.66	$\Delta P_{AH1ss}$ (GEO) = Componente dinamica terreno [kN/m]	4.75
	$\Delta P_{AHqss}$ (STR) = Componente dinamica sovrac. [kN/m]	0.16	$\Delta P_{AHqss}$ (STR) = Componente dinamica sovrac. [kN/m]	0.15
	$\Delta P_{AHqss}$ (GEO) = Componente dinamica sovrac. [kN/m]	0.16	$\Delta P_{AHqss}$ (GEO) = Componente dinamica sovrac. [kN/m]	0.15
Azioni dovute all'urto		Azioni dovute all'urto		
Condizioni statiche	$T_u$ = Reazione orizzontale [kN/m]	0.000	$T_u$ = Reazione orizzontale [kN/m]	0.00
	$M_u$ = Momento flettente [kNm/m]	0.00	$M_u$ = Momento flettente [kNm/m]	0.00
Azioni dovute alle strutture frangivento		Azioni dovute alle strutture frangivento		
Condizioni statiche	$T_f$ = Reazione orizzontale [kN/m]	0.00	$T_f$ = Reazione orizzontale [kN/m]	0.00
	$M_f$ = Momento flettente [kNm/m]	0.00	$M_f$ = Momento flettente [kNm/m]	0.00
Azioni dovute alle strutture a sbalzo		Azioni dovute alle strutture a sbalzo		
Condizioni statiche	$N_{sb}$ = Carico assiale [kN/m]	0.00	$N_{sb}$ = Carico assiale [kN/m]	0.00
	$M_{sb}$ = Momento flettente [kNm/m]	0.00	$M_{sb}$ = Momento flettente [kNm/m]	0.00
Condizioni sismiche	$N_{sb}$ = Carico assiale [kN/m]	0.00	$N_{sb}$ = Carico assiale [kN/m]	0.00
	$M_{sb}$ = Momento flettente [kNm/m]	0.00	$M_{sb}$ = Momento flettente [kNm/m]	0.00
	$T_{sb}$ = Forza orizzontale sismica [kN/m]	0.00	$T_{sb}$ = Forza orizzontale sismica [kN/m]	0.00
	Numero di corsie [-]	0.0	Numero di corsie [m]	0.0
	$W_{sb}$ = Peso proprio [kN/m]		$W_{sb}$ = Peso proprio [kN/m]	0.0
	$q_{sb}$ = Carico agente sulla struttura [kN/m]	0.0	$q_{sb}$ = Carico agente sulla struttura [kN/m]	0.0

<b>Analisi dei carichi e verifiche globali (GEO)</b>											
<b>Forze verticali statiche [kN/m]</b>					<b>Forze orizzontali statiche [kN/m]</b>						
$W_{p1}$	43.75	$b_{p1o}$	1.75	$b_{p1B}$	0.00	$P_{AH1}$	73.84	$b_{AH1}$	1.98		
$W_{p2}$	25.55	$b_{p2o}$	0.75	$b_{p2B}$	1.00	$P_{AH2(q1)}$	30.47	$b_{AH2}$	2.98		
$W_{p3}$	0.00	$b_{p3o}$	1.28	$b_{p3B}$	0.48	<b>Forze orizzontali sismiche [kN/m]</b>					
$W_{p4}$	54.50	$b_{p4o}$	1.08	$b_{p4B}$	0.68	$F_{p1}$	4.10	$b_{p1}$	0.25		
$W_{p5}$	0.50	$b_{p5o}$	1.08	$b_{p5B}$	0.68	$F_{p2}$	2.40	$b_{p2}$	2.32		
$W_{t1}$	0.00	$b_{t1o}$	2.76	$b_{t1B}$	-1.01	$F_{p3}$	0.00	$b_{p3}$	2.32		
$W_{t2}$	230.40	$b_{t2o}$	2.39	$b_{t2B}$	-0.64	$F_{p4}$	5.11	$b_{p4}$	3.23		
$W_{t3}$	0.00	$b_{t3o}$	1.28	$b_{t3B}$	0.48	$F_{p5}$	0.05	$b_{p5}$	5.98		
$W_{q2statico}$	0.00	$b_{q2statico}$	2.39	$b_{q2staticoB}$	-0.64	$F_{t1}$	0.00	$b_{t1}$	5.95		
$P_{AV}$	80.95	$b_{AVo}$	3.50	$b_{AVB}$	-1.75	$F_{t2}$	21.60	$b_{t2}$	3.23		
<b>Forze verticali sismiche [kN/m]</b>					$F_{t3}$	0.00	$b_{t3}$	4.13			
$F_{vp1}$	2.05	$b_{p1o}$	1.75	$b_{p1B}$	0.00	$P_{AH1(\delta=0)}$	100.11	$b_{AH1}$	1.98		
$F_{vp2}$	1.20	$b_{p2o}$	0.75	$b_{p2B}$	1.00	$P_{AH2(\delta=0)(q1)}$	17.71	$b_{AH2}$	2.98		
$F_{vp3}$	0.00	$b_{p3o}$	1.28	$b_{p3B}$	0.48	$\Delta P_{AH1ss}$	5.66	$b_{\Delta AH1}$	1.98		
$F_{vp4}$	2.55	$b_{p4o}$	1.08	$b_{p4B}$	0.68	$\Delta P_{AH2ss(q1)}$	0.16	$b_{\Delta AH2}$	2.98		
$F_{vp5}$	0.02	$b_{p5o}$	1.08	$b_{p5B}$	0.68	<b>Forze verticali e orizzontali statiche (EQU) [kN/m]</b>					
$F_{v1}$	0.00	$b_{t1o}$	2.76	$b_{t1B}$	-1.01	$P_{AV} (EQU)$	80.95	$b_{AVo}$	3.50		
$F_{v2}$	10.80	$b_{t2o}$	2.39	$b_{t2B}$	-0.64	$P_{AH1} (EQU)$	73.84	$b_{AH1}$	1.98		
$F_{v3}$	0.00	$b_{t3o}$	1.28	$b_{t3B}$	0.48	$P_{AH2(q1)} (EQU)$	30.47	$b_{AH2}$	2.98		
<b>Verifiche in condizioni statiche</b>					<b>Verifiche in condizioni sismiche</b>						
<b>Verifica al ribaltamento</b>					<b>Verifica al ribaltamento</b>						
Momento stabilizzante [kNm/m]					988.26	Momento stabilizzante [kNm/m]					671.88
Momento ribaltante [kNm/m]					237.10	Momento ribaltante [kNm/m]					338.37
$F_s$					4.17 > 1.5	$F_s$					1.99 > 1.5
<b>Verifica a scorrimento</b>					<b>Verifica a scorrimento</b>						
Risultante carichi orizzontali [kN/m]					104.31	Risultante carichi orizzontali [kN/m]					156.89
Risultante carichi verticali [kN/m]					435.65	Risultante carichi verticali [kN/m]					338.07
Angolo d'attrito terreno [°]					38.0	Angolo d'attrito terreno [°]					38.0
Coefficiente d'attrito					1.00	Coefficiente d'attrito					1.00
$F_s$					3.263 > 1.3	$F_s$					1.684 > 1.3
<b>Sollecitazione in baricentro fondazione</b>					<b>Sollecitazione in baricentro fondazione</b>						
Risultante delle azioni normali al piano [kN]					435.65	Risultante delle azioni normali al piano [kN]					371.32
Risultante delle azioni parallele al piano [kN]					104.31	Risultante delle azioni parallele al piano [kN]					156.89
Momento baricentrico [kNm/m]					11.22	Momento baricentrico [kNm/m]					267.77
Eccentricità [m]					0.03	Eccentricità [m]					0.72
B/6 [m]					0.58	B/6 [m]					0.58
La sezione non è parzializzata					La sezione è parzializzata						
Distribuzione tensioni con $s_{max}$ a valle					Distribuzione tensioni con $s_{max}$ a valle						
$\sigma_{max}$ ( $s_{max}$ scaricata sul terreno) [kPa]					129.97	$\sigma_{max}$ ( $s_{max}$ scaricata sul terreno) [kPa]					240.60
$\sigma_{min}$ ( $s_{min}$ scaricata sul terreno) [kPa]					118.97	$\sigma_{min}$ ( $s_{min}$ scaricata sul terreno) [kPa]					0.00
Lunghezza tratto compresso [m]					3.50	Lunghezza tratto compresso [m]					3.09
<b>Verifica al carico limite</b>					<b>Verifica al carico limite</b>						
$\gamma_e$ = Peso di volume equivalente [kN/m <sup>3</sup> ]					9.00	$\gamma_e$ = Peso di volume equivalente [kN/m <sup>3</sup> ]					9.00
$\phi$ terreno di fondazione [°]					38.00	$\phi$ terreno di fondazione [°]					38.00
$c'$ terreno di fondazione [kPa]					0.00	$c'$ terreno di fondazione [kPa]					0.00
D Profondità piano fondazione [m]					1.50	D Profondità piano fondazione [m]					1.50
Inclinazione piano campagna $\omega$ [°]					0.00	Inclinazione piano campagna $\omega$ [°]					0.00
$B_{fondazione}$ [m]					3.50	$B_{fondazione}$ [m]					3.50
Eccentricità [m]					0.03	Eccentricità [m]					0.72
$B = B - 2e$ [m]					3.45	$B = B - 2e$ [m]					2.06
B/6 [m]					0.58	B/6 [m]					0.58
$H_w$ = Altezza del cuneo $bac$ [m]					3.54	$H_w$ = Altezza del cuneo $bac$ [m]					2.11
Coefficienti di capacità portante	$N_y$				78.02	Coefficienti di capacità portante	$N_y$				78.02
	$N_c$				61.35		$N_c$				61.35
	$N_q$				48.93		$N_q$				48.93
	$d_q$				1.10		$d_q$				1.17
	$d_c$				1.10		$d_c$				1.17
	$i_y$				0.44		$i_y$				0.19
	$i_q$				0.58		$i_q$				0.33
	$i_c$				0.57		$i_c$				0.32
	$b_y$				1.00		$b_y$				1.00
	$b_q$				1.00		$b_q$				1.00
$b_c$				1.00	$b_c$				1.00		
$\gamma_y$				1.00	$\gamma_y$				1.00		
$\gamma_q$				1.00	$\gamma_q$				1.00		
$\gamma_c$				1.00	$\gamma_c$				1.00		
Carico limite [kPa]					953.18	Carico limite [kPa]					396.51
Carico sul piano di posa [kPa]					126.33	Carico sul piano di posa [kPa]					180.45
$F_s$					7.55 > 2.0	$F_s$					2.2 > 2.0

<b>Sollecitazioni (SLE) sul paramento e sulla suola di fondazione</b>									
<b>Forze verticali statiche [kN/m]</b>					<b>Forze orizzontali statiche [kN/m]</b>				
$W_{p2}$	25.55	$b_{p2o}$	0.75	$b_{p2B}$	1.00	$P_{AH1}$	61.95	$b_{AH1}$	1.82
$W_{p3}$	0.00	$b_{p3o}$	1.28	$b_{p3B}$	0.48	$P_{AH2}$	27.91	$b_{AH2}$	2.73
$W_{p4}$	54.50	$b_{p4o}$	1.08	$b_{p4B}$	0.68	<b>Forze orizzontali sismiche [kN/m]</b>			
$W_{p5}$	0.50	$b_{p5o}$	1.08	$b_{p5B}$	0.68	$F_{p2}$	2.40	$b_{p2}$	1.82
$W_{t1}$	0.00	$b_{t1o}$	2.76	$b_{t1B}$	-1.01	$F_{p3}$	0.00	$b_{p3}$	1.82
$W_{t2}$	230.40	$b_{t2o}$	2.39	$b_{t2B}$	-0.64	$F_{p4}$	5.11	$b_{p4}$	2.73
$W_{t3}$	0.00	$b_{t3o}$	1.28	$b_{t3B}$	0.48	$F_{p5}$	0.05	$b_{p5}$	5.48
$P_{AV}$	69.55	$b_{AVo}$	3.50	$b_{AVB}$	-1.75	$F_{t1}$	0.00	$b_{t1}$	5.50
$W_{q2statico}$	0.00	$b_{qo}$	2.39	$b_{qB}$	-0.64	$F_{t2}$	21.60	$b_{t2}$	2.73
$W_{q2sis}$	0.00	$b_{qo}$	2.39	$b_{qB}$	-0.64	$F_{t3}$	0.00	$b_{t3}$	3.63
<b>Forze verticali sismiche [kN/m]</b>					$P_{AH1(d=0)}$	83.99	$b_{AH1}$	1.82	
$F_{vp2}$	1.20	$b_{p2o}$	0.75	$b_{p2B}$	1.00	$P_{AH2(d=0)}$	16.22	$b_{AH2}$	2.73
$F_{vp3}$	0.00	$b_{p3o}$	1.28	$b_{p3B}$	0.48	$\Delta P_{AHtsis}$	4.75	$b_{\Delta AHt}$	3.63
$F_{vp4}$	2.55	$b_{p4o}$	1.08	$b_{p4B}$	0.68	$\Delta P_{AHqsis}$	0.15	$b_{\Delta AHq}$	2.73
$F_{vp5}$	0.02	$b_{p5o}$	1.08	$b_{p5B}$	0.68				
$F_{vt1}$	0.00	$b_{t1o}$	2.76	$b_{t1B}$	-1.01				
$F_{vt2}$	10.80	$b_{t2o}$	2.39	$b_{t2B}$	-0.64				
$F_{vt3}$	0.00	$b_{t3o}$	1.28	$b_{t3B}$	0.48				
<b>Sollecitazioni agenti sull'elevazione</b>									
<b>Verifiche in condizioni statiche</b>					<b>Verifiche in condizioni sismiche</b>				
Passo di calcolo					10				
Altezza paramento [m]	Altezza sezione [m]	Momento [kNm/m]	Azione assiale [kN/m]	Taglio [kN/m]	Altezza paramento [m]	Altezza sezione [m]	Momento [kNm/m]	Azione assiale [kN/m]	Taglio [kN/m]
0.70	0.45	0.40	7.92	4.61	0.70	0.45	2.34	8.29	7.08
1.09	0.48	1.51	12.42	8.06	1.09	0.48	6.14	13.00	12.31
1.64	0.51	5.09	19.15	13.95	1.64	0.51	15.35	20.05	21.17
2.18	0.55	12.07	26.39	21.08	2.18	0.55	30.03	27.62	31.86
2.73	0.59	23.57	34.14	29.44	2.73	0.59	51.25	35.74	44.37
3.27	0.63	40.74	42.40	39.05	3.27	0.63	80.04	44.38	58.70
3.82	0.66	64.69	51.17	49.89	3.82	0.66	117.45	53.57	74.86
4.36	0.70	96.56	60.45	61.98	4.36	0.70	164.52	63.28	92.83
4.91	0.74	137.49	70.24	75.30	4.91	0.74	222.30	73.54	112.63
5.45	0.78	188.60	80.55	89.86	5.45	0.78	291.83	84.32	134.26
<b>Sollecitazione alla base dell'elevazione</b>					<b>Sollecitazione alla base dell'elevazione</b>				
Azione assiale [kN/m]				80.55	Azione assiale [kN/m]				84.32
Taglio [kN/m]				89.86	Taglio [kN/m]				134.26
Momento baricentrico [kNm/m]				188.60	Momento baricentrico [kNm/m]				291.83
<b>Sollecitazioni agenti sulla ciabatta di fondazione di valle</b>									
<b>Verifiche in condizioni statiche</b>					<b>Verifiche in condizioni sismiche</b>				
$\sigma_1$ [kPa]	$\sigma_2$ [kPa]	Tratto compresso [m]	Momento [kNm/m]	Taglio [kN/m]	$\sigma_1$ [kPa]	$\sigma_2$ [kPa]	Tratto compresso [m]	Momento [kNm/m]	Taglio [kN/m]
174.08	159.91	0.50	21.17	83.50	240.60	201.63	0.50	28.45	110.56
<b>Sollecitazioni agenti sulla ciabatta di fondazione di monte</b>									
<b>Verifiche in condizioni statiche</b>					<b>Verifiche in condizioni sismiche</b>				
$\sigma_1$ [kPa]	$\sigma_2$ [kPa]	Tratto compresso [m]	Momento [kNm/m]	Taglio [kN/m]	$\sigma_1$ [kPa]	$\sigma_2$ [kPa]	Tratto compresso [m]	Momento [kNm/m]	Taglio [kN/m]
74.86	137.94	2.23	-49.91	-21.47	0.00	141.22	1.81	-222.03	-141.10
NB: $\sigma_2$ è il valore di tensione sulla sezione di incastro									
NB: Il momento negativo tende le fibre di estradosso della fondazione									

- **verifica capacità portante argilla**

Sotto lo strato di terreno granulare su cui viene posata la fondazione del muro di sostegno oggetto della relazione è presente un profondo strato di argilla. Si esegue quindi una verifica a capacità portante di tale strato di terreno ipotizzando una diffusione a 45° del carico distribuito che scarica la ciabatta di fondazione.



carico sul piano di posa della fondazione  $q=180.45$  kPa

$B'= 2.06$

carico agente su terreno coesivo  $q= 68$  kPa

$$q=68 < q_{amm}=568 \text{ kPa}$$

**Verifica soddisfatta**

**DATI DI INGRESSO**

$\gamma_w$	peso di volume acqua	9.807	(kN/m <sup>3</sup> )
$\gamma_n$	peso di volume naturale terreno	19.0	(kN/m <sup>3</sup> )
$\gamma_{sat}$	peso di volume saturo del terreno	19.0	(kN/m <sup>3</sup> )
<b>CU</b>	coesione non drenata	100.0	(kPa)
<b>B'</b>	larghezza della fondazione equivalente	6.06	(m)
<b>L'</b>	lunghezza della fondazione equivalente	1.00	(m)
<b>D</b>	profondità della fondazione da p.c. <i>(può risultare opportuno essere conservativi, in relazione al "contributo del sovraccarico"; a tal fine si introduce il coefficiente "δ")</i>	1.50	(m)
<b>δ</b>	percentuale dell'approfondimento D adottata nel calcolo	50	(%)
<b>z<sub>w</sub></b>	profondità falda da p.c.	22.50	(m)
<b>α</b>	inclinazione della fondazione <i>(valore positivo: vedi foglio "figura")</i>	0.0	(°)
<b>ω</b>	pendenza piano campagna <i>(valore positivo: vedi foglio "figura")</i>	0.0	(°)
<b>H/N</b>	rapporto tra carico orizzontale e carico verticale	0.10	(-)
<b>FS</b>	coefficiente di sicurezza	2.00	(-)
fattori di capacità portante	$N_c$	5.14	
	$N_\gamma$	0.00	
fattori di forma	$s_c$	2.21	
	$s_\gamma$	-1.42	
fattori di approfondimento	$d_c$	1.10	
fattori di inclinazione del carico	$i_c$	0.89	
fattori di inclinazione della fondazione	$b_c$	1.00	
fattori di inclinazione del piano campagna	$g_c$	1.00	

**RISULTATI****capacità portante limite:**

componente dovuta a $N_\gamma$	0	(kPa)
componente dovuta alla coesione	1107	(kPa)
contributo del sovraccarico	14	(kPa)

$$q_{lim} = 1121 \text{ kPa}$$

$$q_{amm} = 568 \text{ kPa}$$

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-03-E-CV-RO-IR1H-0X-003-A00 Relazione geologico geotecnica
	Foglio 70 di 75

## 7.4. Verifiche di stabilità globale

L'analisi delle condizioni di equilibrio sia nel caso statico che sismico, viene svolta con ricorso al codice di calcolo SLIDE vers. 5.0 (Rocscience s.r.l.).

E' stato utilizzato un modello semplificato basato sulla nota teoria dell'equilibrio limite nell'ambito della quale i terreni sono stati caratterizzati mediante un legame costitutivo rigido-plastico con criterio di rottura di Mohr-Coulomb (analisi in termini di sforzi efficaci).

Nel caso sismico, le forze di inerzia, orizzontali e verticali, applicati alle masse in condizioni sismiche sono valutate mediante i coefficienti  $k_h$  e  $k_v$  che valgono rispettivamente:

$$k_h = \frac{S\left(\frac{a_g}{g}\right)}{r}$$

$$k_v = 0.5k_h$$

Con riferimento alla componente verticale, è stata applicata in entrambe le direzioni valutando la più sfavorevole.

### 7.4.1. GEO – sezione A

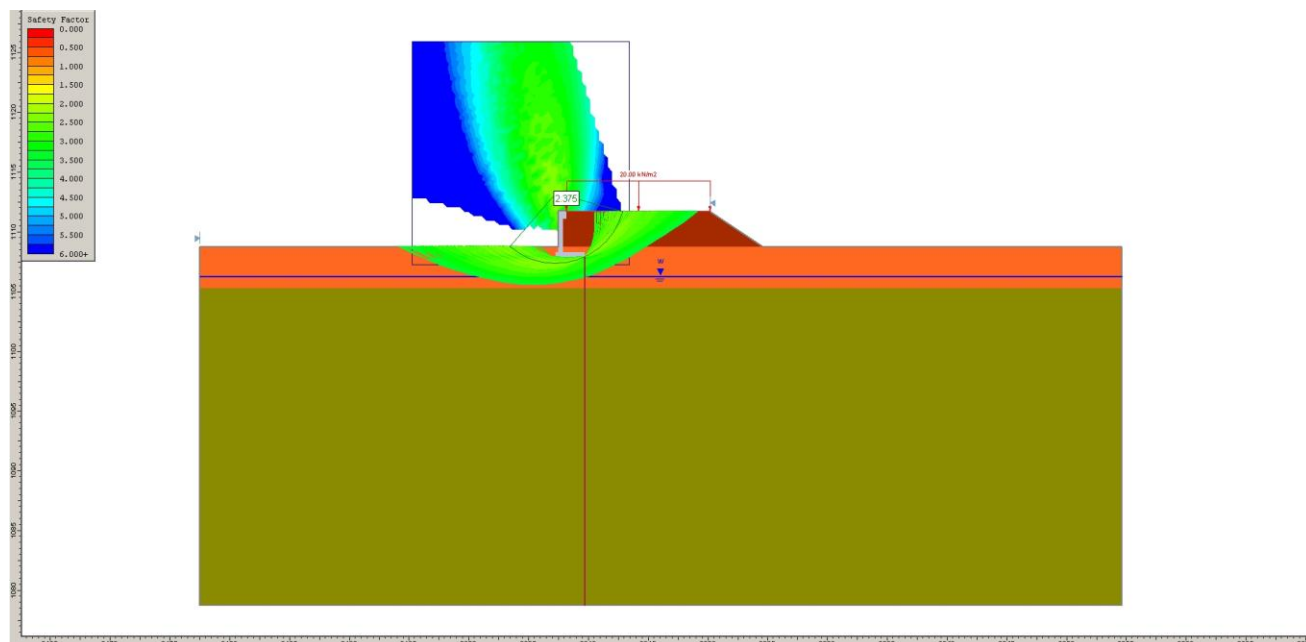


Figura 23 - Analisi di stabilità – SLU GEO

Come si può notare dalla figura soprastante, l'analisi statica svolta in Slide mostra come la verifica di stabilità globale della sezione di calcolo sia verificata, con un fattore di sicurezza minimo i 2.37.

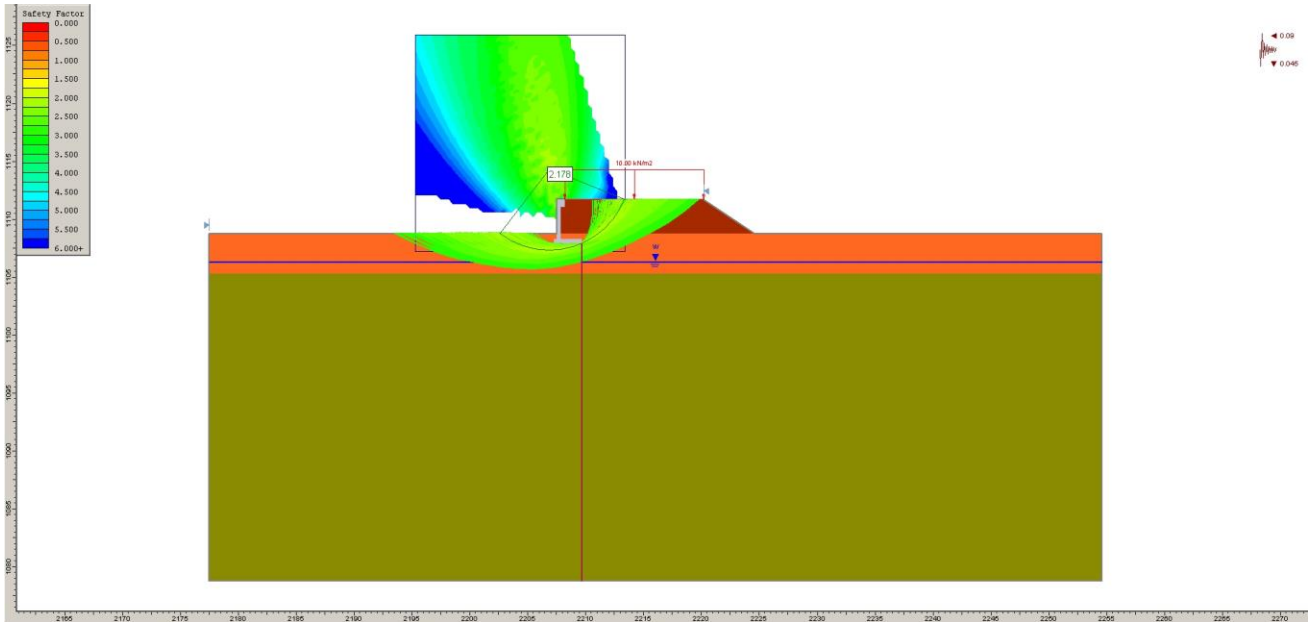


Figura 24 - Analisi di stabilità – SLU SISMA

Come si può notare dalla figura soprastante, l'analisi statica svolta in Slide mostra come la verifica di stabilità globale della sezione di calcolo sia verificata, con un fattore di sicurezza minimo i 2.17.

#### 7.4.2. GEO – sezione B

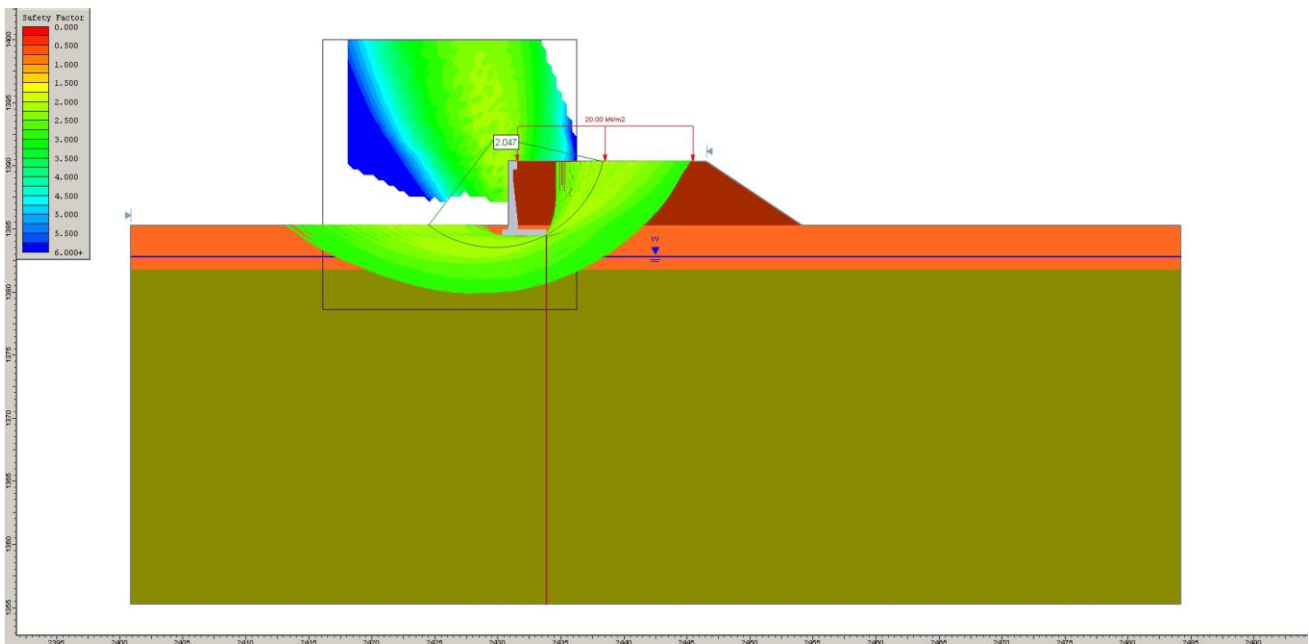


Figura 25 - Analisi di stabilità – SLU GEO



Come si può notare dalla figura soprastante, l'analisi statica svolta in Slide mostra come la verifica di stabilità globale della sezione di calcolo sia verificata, con un fattore di sicurezza minimo i 2.04.

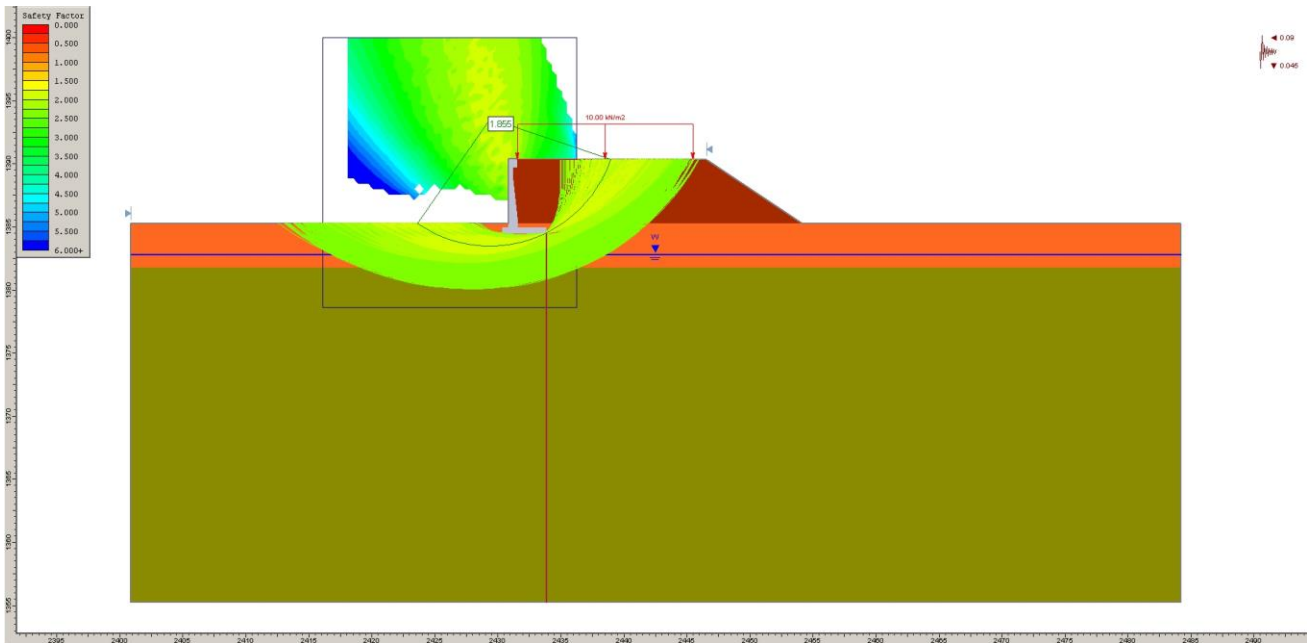


Figura 26 - Analisi di stabilità – SLU SISMA

Come si può notare dalla figura soprastante, l'analisi statica svolta in Slide mostra come la verifica di stabilità globale della sezione di calcolo sia verificata, con un fattore di sicurezza minimo i 1.85.



GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-03-E-CV-RO-IR1H-0X-003-A00 Relazione geologico geotecnica
	Foglio 73 di 75

## 7.5. Verifiche strutturali

Le verifiche strutturali di deformazione e fessurazione sono state svolte secondo il metodo degli stati limite.

Di seguito, per le sezioni esaminate, sono forniti i risultati delle analisi eseguite che indicano le armature necessarie da applicare al fine di garantire la stabilità strutturale dell'opera.

L'elevazione e la fondazione sono state verificate su una sezione rettangolare di base  $B=1.00$  m ed altezza  $S_{Fsez}$  variabile a seconda della casistica in esame.

### 7.5.1. STR – sezione A

Verifiche STR: Sezione tipo A – $S_{Fsez} = 0.40$ m – $B = 1.0$ m									
SL	Sezione di verifica	$M_{max}$ [kNm/m]	$N_{max}$ [kN/m]	Armatura	Fs	$V_{max}$ [kN/m]	$N_{max}$ [kN/m]	Fs	Armatura addizionale
SLU	Fondazione (monte)	-95.99	-	1Ø12/10cm 1Ø12/20cm	1.47	60.30	-	2.44	-
SLU	Fondazione (valle)	4.10	-	1Ø12/10cm 1Ø12/20cm	17.9	40.52	-	3.63	-
SLU	Elevazione (incastro)	101.65	37.16	1Ø12/10cm 1Ø12/20cm	1.45	65.79	37.16	2.24	-
SL	Sezione di verifica	$M_{max}$ [kNm/m]	$N_{max}$ [kN/m]	Armatura	Tensioni massime		Fessurazione		
					$\sigma_{c,max}$ [MPa]	$\sigma_{f,max}$ [MPa]	$w_d$ [mm]	$w_1$ [mm]	
SLE	Fondazione (monte)	-29.40	-	1Ø12/10cm 1Ø12/20cm	1.8	80.6	Sezione non fessurata		
	Fondazione (valle)	2.88	-	1Ø12/10cm 1Ø12/20cm	0.2	15.4	Sezione non fessurata		
	Elevazione (incastro)	56.33	35.50	1Ø12/10cm 1Ø12/20cm	3.5	139.3	Sezione non fessurata		
<b>Armatura diffusa</b>			Correnti Ø12/20cm Spilli Ø10/6 al m <sup>2</sup>						

Tabella-10 Sollecitazioni e verifiche

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
IG51-03-E-CV-RO-IR1H-0X-003-A00 Relazione geologico geotecnica		Foglio 74 di 75

### 7.5.2. STR – sezione B

Verifiche STR: Sezione tipo B – $S_{Fsez} = 0.775 \text{ m}$ – $B = 1.0 \text{ m}$									
SL	Sezione di verifica	$M_{max}$ [kNm/m]	$N_{max}$ [kN/m]	Armatura	Fs	$V_{max}$ [kN/m]	$N_{max}$ [kN/m]	Fs	Armatura addizionale
SLU	Elevazione (incastro)	291.38	84.32	1Ø14/10cm 1Ø14/20cm	1.47	134.24	84.32	1.72	-
SL	Sezione di verifica	$M_{max}$ [kNm/m]	$N_{max}$ [kN/m]	Armatura	Tensioni massime		Fessurazione		
					$\sigma_{c,max}$ [MPa]	$\sigma_{f,max}$ [MPa]	$w_d$ [mm]	$w_1$ [mm]	
	Elevazione (incastro)	188.60	80.55	1Ø14/10cm 1Ø14/20cm	3.3	157.0	Sezione non fessurata		
<b>Armatura diffusa</b>				Correnti Ø12/20cm Spilli Ø10/6 al m <sup>2</sup>					

Tabella-11 Sollecitazioni e verifiche

Verifiche STR: Sezione tipo B – $S_{Fsez} = 0.50 \text{ m}$ – $B = 1.0 \text{ m}$									
SL	Sezione di verifica	$M_{max}$ [kNm/m]	$N_{max}$ [kN/m]	Armatura	Fs	$V_{max}$ [kN/m]	$N_{max}$ [kN/m]	Fs	Armatura addizionale
SLU	Fondazione (monte)	-222.03	-	1Ø14/10cm 1Ø14/20cm	1.10	141.10	-	1.24	-
SLU	Fondazione (valle)	30.14	-	1Ø14/10cm 1Ø14/20cm	4.16	118.82	-	1.47	-
SL	Sezione di verifica	$M_{max}$ [kNm/m]	$N_{max}$ [kN/m]	Armatura	Tensioni massime		Fessurazione		
					$\sigma_{c,max}$ [MPa]	$\sigma_{f,max}$ [MPa]	$w_d$ [mm]	$w_1$ [mm]	
SLE	Fondazione (monte)	-49.91	-	1Ø14/10cm 1Ø14/20cm	1.8	78.5	Sezione non fessurata		
	Fondazione (valle)	21.17	-	1Ø14/10cm 1Ø14/20cm	0.97	65.2	Sezione non fessurata		
<b>Armatura diffusa</b>				Correnti Ø12/20cm Spilli Ø10/6 al m <sup>2</sup>					

Tabella-12 Sollecitazioni e verifiche

- **sezione in corrispondenza del tombino idraulico.**

In corrispondenza della sezione in cui è presente il tombino idraulico di dimensioni 2.8m x 1.5m viene verificata la soletta superiore del muro di sostegno (di altezza residua pari a 3.25m) calcolando le spinte del terreno agenti su di essa e considerando uno schema statico appoggio-appoggio con lunghezza pari a 2.8m più 2m di franco. Si è dimensionata l'armatura sulla base del valore di momento massimo risultante.

Per la disposizione delle armature si rimanda agli elaborati grafici di riferimento.

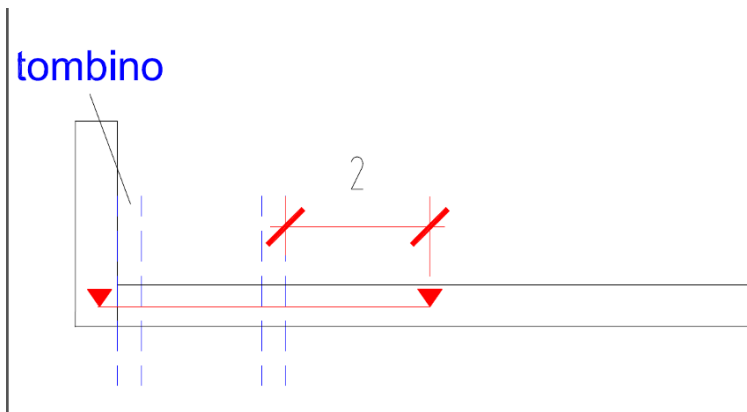


Figura 27 – schema statico considerato per il calcolo della sezione

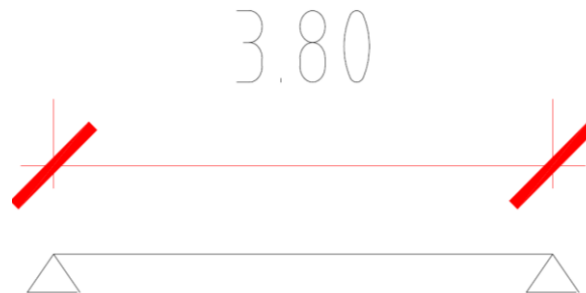


Figura 28 – dimensioni schema statico considerato per il calcolo della sezione

Verifiche STR: Sezione tipo B' - $S_{Fsez} = 1.00\text{ m}$ - $B = 0.4\text{ m}$					
SL	Sezione di verifica	$M_{max}$ [kNm/m]	$N_{max}$ [kN/m]	Armatura	Fs
SLU	mezzeria	-140	-	1Ø14/10cm 1Ø14/10cm	1.34