



**strada dei  
PARCHI**spa  
A24 autostrade A25

AUTOSTRADA A24  
ROMA - L'AQUILA - TERAMO  
TRATTA TORNIMPARTE - L'AQUILA OVEST

**INTERVENTI DI ADEGUAMENTO  
AI SENSI DELLA LEGGE 228/2012  
ART.1 COMMA 183**

INTERVENTI DI ADEGUAMENTO SISMICO DEL  
VIADOTTO GENZANO

PROGETTO DEFINITIVO

GEOLOGIA E GEOTECNICA  
VIADOTTO GENZANO  
GEOTECNICA

RELAZIONE GEOTECNICA

COMMESSA	FASE	MACRO OPERA	AMBITO/OPERA	DISCIPLINA	TIPO	PROGR.	REV.	SCALA
250	D	004	VI075	GET	RE	001	A	
Rev.	Data	Descrizione			Redatto	Verificato	Approvato	
A	Febbraio 2018	Emissione			L. Cosciotti	G. Furlanetto	F. Presta	

FILE: 250D004VI075GETRE001A.DWG

PROJECT MANAGER: Ing. Stefano Ventura

<p>PROGETTAZIONE:</p>  <p>IL DIRETTORE TECNICO (Ing. Francesco Presta)</p>	<p>IL PROGETTISTA (Ing. Guido Furlanetto)</p> 	<p>COMMITTENTE: LA SOCIETA' CONCESSIONARIA</p>  <p>IL PROCURATORE SPECIALE (Ing. Gabriele Nati)</p>	
-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	--



**Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti**

DIPARTIMENTO PER LE INFRASTRUTTURE, I SISTEMI INFORMATIVI E STATISTICI  
DIREZIONE GENERALE PER LA VIGILANZA SULLE CONCESSIONARIE AUTOSTRADALI



# **AUTOSTRADA A24**

## **Adeguamento sismico del Viadotto Genzano**

### **RELAZIONE GEOTECNICA**

**INDICE**

<b>1. PREMESSA.....</b>	<b>3</b>
<b>2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO .....</b>	<b>4</b>
2.1 Documentazione .....	4
2.2 Normative.....	4
2.3 Bibliografia.....	4
<b>3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO .....</b>	<b>6</b>
<b>4. INDAGINI ESEGUITE.....</b>	<b>8</b>
4.1 Indagini in sito e laboratorio .....	8
4.1.2 Stratigrafie.....	9
4.1.3 Prove SPT .....	10
4.1.4 Indagini di Laboratorio.....	10
4.2 Indagini geofisiche.....	11
<b>5. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI.....</b>	<b>13</b>
<b>6. DEFINIZIONE DELL’AZIONE SISMICA di progetto.....</b>	<b>19</b>
6.1 Categoria di suolo.....	19
6.2 Categoria topografica .....	20
6.3 Azione sismica di progetto.....	20
<b>7. PROBLEMATICHE GEOTECNICHE E CRITERI DI VERIFICA .....</b>	<b>22</b>
<b>8. VERIFICHE GEOTECNICHE DELLE FONDAZIONI DELLE PILE .....</b>	<b>24</b>
8.1 Verifiche nei confronti del carico limite .....	24
8.2 Verifiche nei confronti dello scorrimento .....	26
<b>9. VERIFICA GEOTECNICA DELLE SPALLE .....</b>	<b>31</b>
9.1 Analisi dei carichi .....	33
9.2 Schematizzazione geotecnica e parametri di calcolo .....	34
9.3 Risultati delle analisi.....	35
9.4 Verifiche di stabilità globale.....	44
9.5 Verifiche degli ancoraggi.....	46
<b>10. VERIFICHE GEOTECNICHE DELLA SPALLA NUOVA .....</b>	<b>49</b>
<b>11. CONSIDERAZIONI SULLA LIQUEFAZIONE .....</b>	<b>65</b>

## 1. PREMESSA

La presente Relazione Geotecnica è parte integrante del Progetto Definitivo degli interventi previsti per l'adeguamento sismico del Viadotto Genzano, alla progressiva km 95+838 circa dell'Autostrada A24 Roma - L'Aquila - Teramo, commissionati dall'Ente Gestore, Strada dei Parchi S.p.A., alla scrivente Infraengineering s.r.l.

Gli interventi in progetto prevedono la completa demolizione dell'attuale impalcato in c.a.p con un metallo, la sostituzione delle pile e degli appoggi, il rinforzo di tre spalle esistenti mediante la realizzazione di un'incamiciatura in c.a. lato valle e l'installazione di tiranti passivi e la realizzazione di una nuova spalla.

La modifica dello schema geometrico, statico e di vincolo permette al viadotto nel suo complesso l'assorbimento delle forze sismiche in coerenza con le normative di cui al D.M. 14/01/2008.

Il viadotto Genzano si sviluppa per una lunghezza di circa 150 m lungo l'autostrada A24 ad ovest della piana aquilana, a sud dell'omonimo centro abitato. Attraversa una stretta valle alluvionale, ad orientazione appenninica (NW-SE).

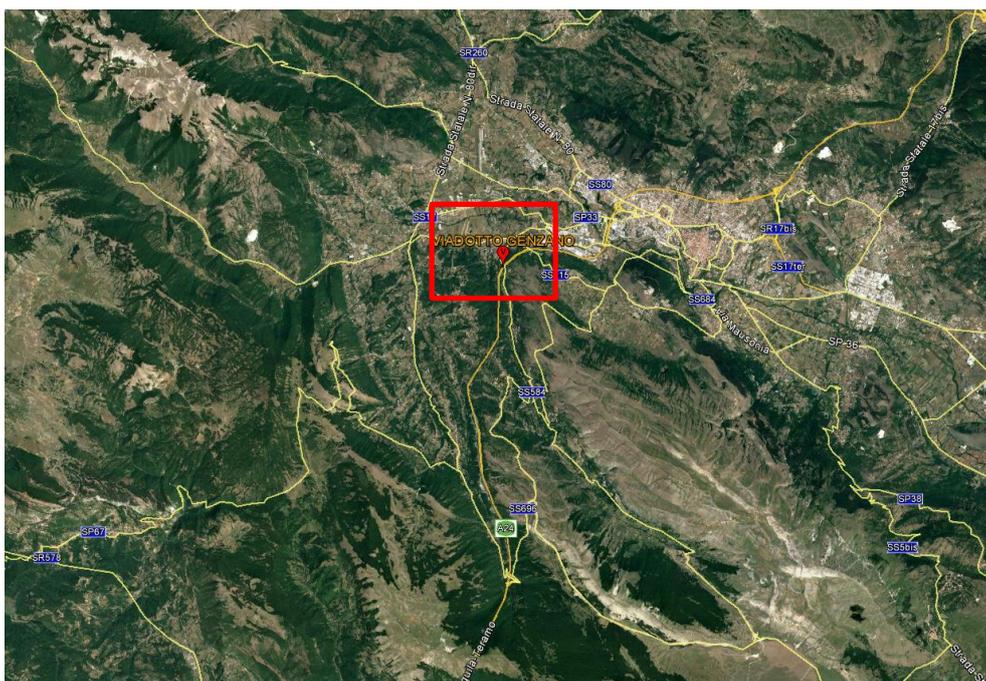


Figura 1: Ubicazione del viadotto Genzano

Nei capitoli successivi, dopo un breve inquadramento geologico e geomorfologico dell'area ed una sintetica descrizione delle indagini realizzate nel 2015, vengono descritte le caratteristiche dei terreni su cui sono poggiate le fondazioni del viadotto. La relazione si conclude con le verifiche geotecniche delle fondazioni, delle spalle e delle scarpate.

## 2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

Nel seguito sono elencate le normative, le pubblicazioni specialistiche e i documenti che sono stati presi come riferimento nell'elaborazione di questa relazione.

### 2.1 Documentazione

- Elaborati As-built dell'opera;
- Schede di manutenzione dell'opera;
- Relazione Geologica.

### 2.2 Normative

- D.M. 14/01/2008 "Norme Tecniche per le Costruzioni" Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti;
- Circolare esplicativa n.617 09/02/2009 "Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto»;
- D.M. LL.PP. 11.03.88 "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione";
- Circolare LL.PP. 24/9/1988 n.30483 - L.2.2.1974, n.64 - art.1 - Istruzioni per l'applicazione del D.M. 11/3/1988;
- UNI ENV 1997-1 - Eurocodice 7 "Progettazione Geotecnica";
- Ordinanza 20/03/2003 n. 3274 e s.m.i. - "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica";
- D.P.R. n.380/2001 - art. 89 - "Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia. (Testo A)";
- Ordinanza PCM 3519 28/04/2006 dalla G.U. n.108 del 11/05/06 - "Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone".

### 2.3 Bibliografia

- LANCELLOTTA R. (1991), "Geotecnica" - Edizioni Zanichelli;
- LANCELLOTTA R. (2011), "Progettazione geotecnica secondo l'Eurocodice 7 (UNI EN 1997) e le Norme Tecniche per le costruzioni (NTC 2008) Geotecnica" - Hoepli;
- VIGGIANI (1999), "Fondazioni" - Hevelius Edizioni;

- BOWLES J. E. (1988), " Foundation Analysis and Design" - McGraw-Hill;
- KULHAWY F.H., MAYNE P.W. (1990): Manual on Estimating Soil Properties for Foundation Design. EL-6800 Research Project 1493-6 Final Report, August 1990. Cornell University - Geotechnical Engineering Group Hollister Hall Ithaca, New York 14853-3501;
- CESTARI F. (1990), "Prove geotecniche in sito" - Geo-Graph;
- A.G.I. (1977), Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche;
- AGI (1983), Parametri di progetto da prove in sito - Conferenze di geotecnica, Torino;
- A.G.I. (2005) - Aspetti geotecnici della Progettazione in zona sismica;
- A.G.I. (2017) - Raccomandazioni sulle Prove Geotecniche di Laboratorio;
- Bieniawski Z.T. (1989) - Engineering rock mass classifications. New York, Wiley;
- Hoek E., Carranza-Torres C.T., Corkum, B. (2002) - Hoek-Brown failure criterion - 2002 edition. Proc. North American Rock Mechanics Society meeting in Toronto in July 2002;
- Marinos P., Benissi M. (1998) - Applicability of the Geological Strength Index (GSI) classification for very weak and sheared rock masses. The case of the Athens Schist Formation. Bull. Engg. Geol. Env. 57(2);
- Martinetti S., Ribacchi R. (1978) - Stabilità di scarpate in roccia;

### 3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO

L'assetto geologico-strutturale del settore di interesse è descritto nelle note illustrative del Foglio Geologico 358 "Pescorocchiano" della Carta Geologica d'Italia in scala 1:50000.

Nell'area di sedime del viadotto affiorano le seguenti unità:

- *Scaglia detritica (SCZ; Cretaceo - Eocene)*: Calcareni e calciruditi a geometria lenticolare e calcari micritici con frammenti di rudiste e orbitoline (SCZa); Calcareni e calciruditi in strati spessi, cristallizzati con intercalazioni di calcari micritici e calcari marnosi in strati medi sottili; localmente presenza di selce scura in liste e noduli (SCZb); Calcareni e calciruditi bioclastiche biancastre cristalline in strati spessi, soventi con breccie. Il biodetritico grossolano è rappresentato da frammenti di rudiste, coralli ed echinodermi (SCZc).
- *Sintema del Fosso Genzano (SFG; Pleistocene Medio basale)*: Alluvioni ghiaiose, sabbie con intercalazioni argilloso-limose.

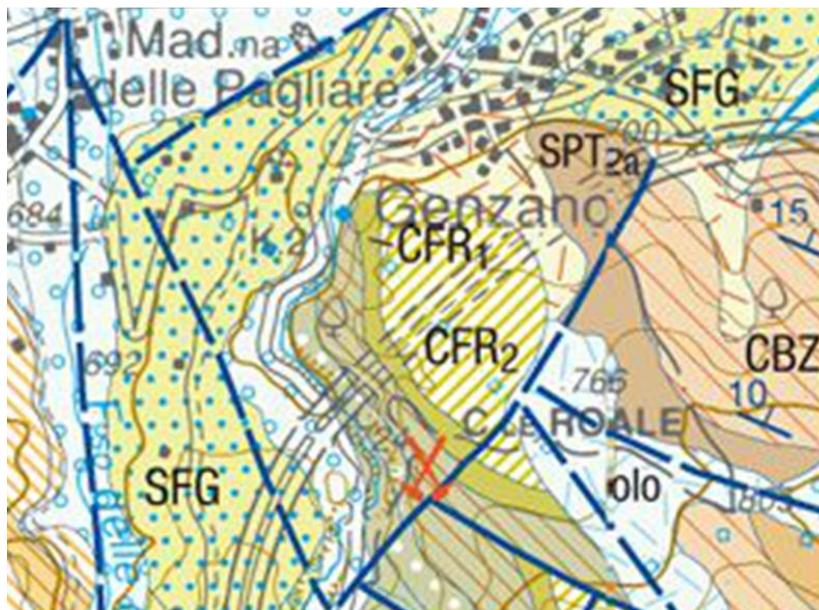


Figura 2: Stralcio della Carta Geologica

Il viadotto Genzano attraversa una stretta vallecchia intramontana, caratterizzata da bassa energia di rilievo nella parte centrale con pendenze generalmente inferiori al 25% in corrispondenza delle spalle.

Dall'analisi del foglio 358 Ovest della Carta geomorfologica della Regione Abruzzo, stralcio in Figura, emerge che nel sito in esame non sono attivi rilevanti processi morfogenetici.

L'analisi dei dati bibliografici e i rilievi sito specifici effettuati su un'area sufficientemente estesa, permettono di considerare geomorfologicamente stabile l'area di sedime del viadotto Genzano.



## 4. INDAGINI ESEGUITE

Nei mesi di Febbraio-Marzo 2015 è stata condotta una campagna di indagini dalla società Dimms di Avellino. La caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni campionati è stata condotta conferendo gli stessi presso il laboratorio geotecnico autorizzato della medesima società.

### 4.1 Indagini in sito e laboratorio

Sono stati effettuati 3 sondaggi geognostici, in corrispondenza dell'area di sedime del viadotto autostradale considerato. Le perforazioni sono state enumerate in ordine progressivamente crescente procedendo dal lato Roma verso Teramo (da S1 a S3). Ogni verticale di indagine è stata definita indicando nel nome del sondaggio la WBS del viadotto, il numero del sondaggio e l'allestimento dello stesso (es. VI075 \_S1).

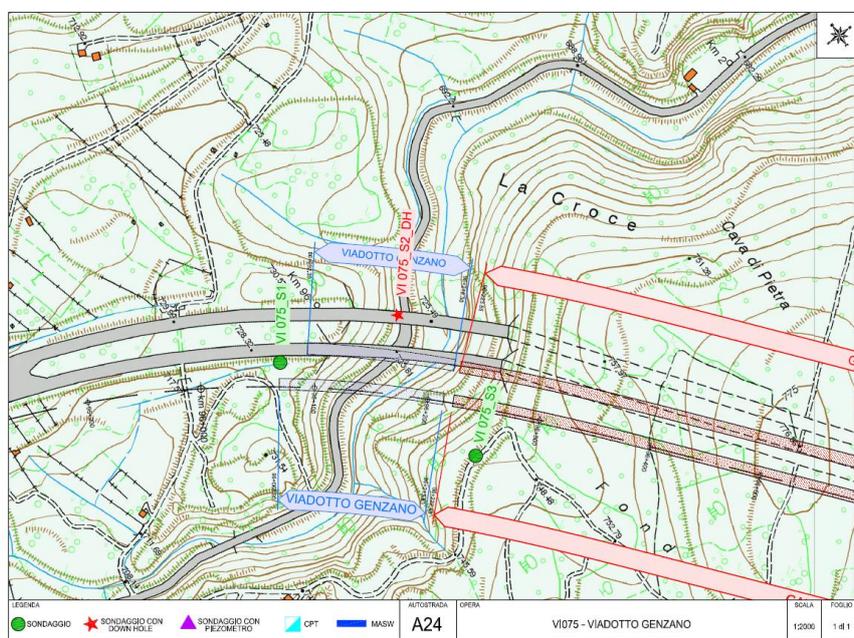


Figura 4: Ubicazione planimetrica delle prove in sito

Nel foro VI075 \_S2\_DH, appositamente condizionato, è stata effettuata una prospezione geofisica di tipo down-hole, al fine di determinare la Categoria di appartenenza del sottosuolo investigato, in base a quanto previsto dal D.M. 14/01/2008 “Norme Tecniche per le Costruzioni”.

Nell'ambito delle perforazioni di sondaggio, considerata la forte fratturazione dei terreni interessati, sono stati prelevati 6 campioni litoidi, sui quali sono state eseguite prove di compressione monoassiale con rilievo delle deformazioni (Tabella 1).

Durante la perforazione sono state effettuate 6 prove SPT (ASTM D 1586-84). La prova penetrometrica dinamica consente in prima approssimazione di individuare la costituzione

litologica del sottosuolo per omogeneità geomeccanica, differenziando i terreni coerenti da quelli incoerenti, e permettendo di stimare alcuni parametri geotecnici dal valore NSPT, attraverso correlazioni note bibliograficamente.

Tabella 1: Sintesi delle indagini geotecniche di laboratorio richieste per i campioni prelevati

VIADOTTO	GENZANO					
	S1	S1	S1	S3	S3	S3
SONDAGGIO	L1	L2	L3	L1	L2	L3
CAMPIONE						
PROFONDITA' CAMPIONE	30,00-30,44	31,00-31,23	34,80-35,00	10,64-11,00	12,42-12,76	15,76-16,00
<b>B - PROVE GEOTECNICHE DI LABORATORIO</b>						
<b>B1 - DETERMINAZIONE DELLE CARATTERISTICHE GENERALI DEL CAMPIONE</b>						
Apertura ed estrazione di campione	X	X	X	X	X	X
Descrizione dei campioni	X	X	X	X	X	X
Determinazione del contenuto di acqua						
Determinazione della massa volumica umida	X	X	X	X	X	X
<b>B4 - PROVE SU ROCCE</b>						
Prova di compressione uniaassiale						
a. con rilievo della curva di deformazione	X	X	X	X	X	X
Prova triassiale su roccia						

#### 4.1.2 Stratigrafie

Nel seguito viene schematicamente descritta la stratigrafia dei sondaggi.

##### Sondaggio S1 DH

Profondità [m]		Descrizione Stratigrafia
0.00	1.00	Terreno di riporto costituito da ghiaia calcarea grossolana (dmax 5cm) biancastra
1.00	2.50	Limo sabbio-argilloso marrone inglobante clasti calcarei (dmax 5cm)
2.50	3.90	Ghiaia (dmax 5.5cm) e subordinatamente ciottoli calcarei (dmax 7cm), sciolta
3.90	6.00	Argilla limo sabbiosa marrone con tracce di sostanza organica inglobante ghiaia (dmax 3cm) calcarea
6.00	8.00	Ghiaia (dmax 5cm) e subordinatamente ciottoli (dmax >φ carot) calcarei, sciolta
8.00	18.00	Calcarea (calcirudite) fratturato, biancastro con sfumature rossicce, prevalentemente alterato con segni di ossidazione e numerosi vacuoli.
18.00	22.00	Frammenti calcarei (dmax 6cm) in matrice sabbiosa di natura calcarea
22.00	35.00	Calcarea, biancastro con sfumature rossicce prevalentemente fratturato, ed a luoghi compatto. Si preleva in frammenti (dmax > φ carot), e subordinatamente in spezzoni (lmax 44cm) di carota

### Sondaggio S2 DH

Profondità [m]		Descrizione Stratigrafia
0.00	3.00	Materiale di riporto calcareo biancastro grigiastro nei primi 50 cm, con sfumature rossicce nella parte restante costituito principalmente da ghiaia (dmax 5cm) e subordinatamente ciottoli (dmax 8cm) in matrice sabbio-limosa e argillosa tra m 0.00-0.50, sabbio-ghiaiosa nella parte restante. Presenti residui legnosi tra m 2.50-2.60
3.00	16.00	Ghiaia (dmax 5cm) e ciottoli (dmax 8cm) calcarei di colore biancastro con sfumature giallastre, a spigoli prev. sub-vivi, a luoghi in matrice sabbiosa di natura calcarea
16.00	19.20	Ghiaia (dmax 5.5cm) calcarea, a tratti in matrice limo sabbio-argillosa prevalente
19.20	31.00	Calcarea biancastro, fratturato. Si preleva principalmente in dischetti (smax 4cm), in frammenti (dmax >φ carot) e subordinatamente in spezzone (lmax 13cm) di carota

### Sondaggio S3

Profondità [m]		Descrizione Stratigrafia
0.00	1.60	Terreno vegetale marrone costituito da limo sabbioso e ghiaioso con rari ciottoli
1.60	6.50	Ghiaia (dmax 5cm) e ciottoli (dmax 8cm) a tratti in matrice limo sabbiosa
6.50	20.00	Calcarea marnoso di colore rossiccio chiaro (forte effervescenza al contatto con HCL)

## 4.1.3 Prove SPT

Nel seguito sono riportati i risultati delle prove SPT.

*Tabella 2. - Risultati prove SPT*

DENOMINAZIONE E QUOTE									PROVA PENETROMETRICA DINAMICA			
CAMPAGNA	VIADOTTO	Litotipo	Sond.	Camp.	Prof.	Prof. media	Quota b.f. sond	Prof. media	N1	N2	N3	NSPT
					(m da p.c.)	(m da p.c.)	(m slm)	(m slm)	(-)	(-)	(-)	(-)
2015	Genzano		S1	L1	2-2,45	2,23		-2,23	2	10	17	27
2015	Genzano		S1	L2	6-6,04	6,02		-6,02	N1>50/4cm			
2015	Genzano		S1	L3	8-8,04	8,02		-8,02	N1>50/4cm			
2015	Genzano		S3	L1	3,50-3,60	3,55		-3,55	N1>50/10cm			
2015	Genzano		S3	L2	8,30-8,30	8,30		-8,30	N1>50/5cm			
2015	Genzano		S3	L3	11,4-11,42	11,41		-11,41	N1>50/2cm			

## 4.1.4 Indagini di Laboratorio

Nella successiva tabella sono riportati i risultati delle prove di compressione monoassiale.

*Tabella 3. - Risultati prove compressione monoassiale*

DENOMINAZIONE E QUOTE						COMPRESSIONE MONOASSIALE			
CAMPAGNA	VIADOTTO	Sond.	Camp.	Prof. media	Prof. media	UCS	cu	E50	v50
				(m da p.c.)	(m slm)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(-)
A-2015	GENZANO	S1	L1	30,22	-30,22	57,80		52074,00	0,26
A-2015	GENZANO	S1	L2	31,12	-31,12	41,54		46055,00	0,25
A-2015	GENZANO	S1	L3	34,90	-34,90	53,76		52096,00	0,25
A-2015	GENZANO	S3	L1	10,82	-10,82	46,17		51872,00	0,27
A-2015	GENZANO	S3	L2	12,56	-12,56	37,08		47301,00	0,27
A-2015	GENZANO	S3	L3	15,88	-15,88	52,03		52765,00	0,25

## 4.2 Indagini geofisiche

Al fine di caratterizzare sismicamente il sottosuolo investigato, è stata effettuata una prospezione sismica mediante il test down hole nel foro VI074\_S2\_DH. Il foro di sondaggio è stato appositamente “condizionato” cementando per 31 m dal p.c. l’intercapedine tra il tubo in PVC nel quale è stata effettuata la lettura, e le pareti del foro. Per permettere un adeguato ritiro della miscela cementizia (acqua-cemento-bentonite) i test sono stati eseguiti 20 giorni dopo la messa in posto della stessa.

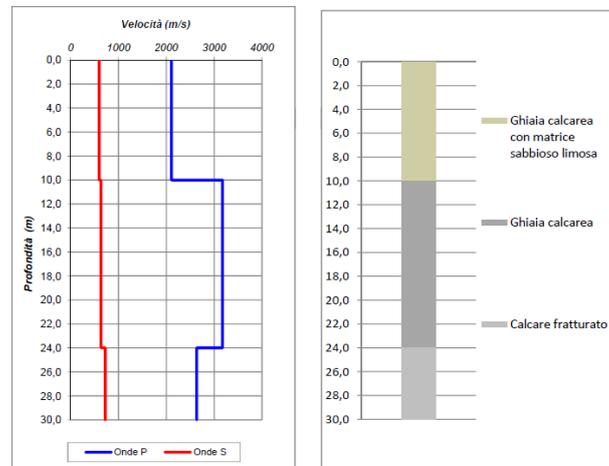
L’indagine condotta permette di valutare il parametro Vs30, necessario ad individuare la categoria di sottosuolo, in base a quanto previsto dalle Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14/01/2008).

Nel metodo sismico down hole (DH) viene misurato il tempo di trasmissione dalle onde P e S da una sorgente sismica, posta in superficie, ai ricevitori, posti all’interno di un foro di sondaggio.

Dall’analisi dei tempi d’arrivo, nota la geometria del sistema di acquisizione, è possibile calcolare lo spessore dei sismostrati ed alcune dei parametri geotecnici che caratterizzano il sottosuolo.

*Tabella 4. - Risultati della prova Down - Hole*

Profondità base(m)	Onde P	Onde S
	Velocità (m/sec)	Velocità (m/sec)
10,00	2037,92	598,32
24,00	3172,84	638,15
30,00	2635,84	725,04



$V_{S30\ 0-30}$	Suolo
639.3	B

Figura 5: Profilo Velocità delle onde S e P

## 5. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI

Le indagini geognostiche condotte hanno permesso di caratterizzare le sequenze litostratigrafiche interessate dal Viadotto Genzano.

I depositi alluvionali ascrivibili al Sintema del Fosso Genzano (SFG; Pleistocene Medio basale) sono stati riscontrati per uno spessore di 8 m nel sondaggio S1; sono costituiti da Ghiaia ( $d_{max}$  5cm) e subordinatamente ciottoli ( $d_{max} > \phi$  carot) calcarei, intercalati a limi sabbiosi e argillosi con clasti calcarei inglobati ( $d_{max}$  5cm).

La Scaglia detritica rappresenta il substrato di fondazione del viadotto Genzano. I terreni rilevati sono costituiti da calcare biancastro con sfumature rossicce prevalentemente fratturato, ed a luoghi compatto. Si preleva in frammenti ( $d_{max} > \phi$  carot), e subordinatamente in spezzoni ( $l_{max}$  44cm) di carota. In affioramento, in corrispondenza dei sondaggi S2 e S3, mostra una fitta stratificazione con giacitura rilevata  $23^\circ/40^\circ$  (dd/dip).

La falda è stata rilevata nel sondaggio VI075\_S2\_DH, alla quota di 8 m dal p.c., mentre è assente nei sondaggi VI075\_S1 e VI075\_S3.

Gli elaborati As Built, mostrano la presenza di fondazioni dirette sia per le pile sia per le spalle dei viadotti. Le fondazioni dirette poggiano direttamente sulla formazione lapidea, per la quale sono state eseguite prove di resistenza a compressione monoassiale.

La coltre superficiale, prevalentemente granulare, è stata caratterizzata tramite le correlazioni bibliografiche tra grandezze meccaniche e risultati delle prove in sito (non è stato possibile il prelievo di campioni indisturbati per le prove di laboratorio). In particolare le correlazioni tra  $N_{spt}$  e angolo di attrito forniscono valori dell'angolo d'attrito superiori a  $40^\circ$ ; per questi materiali si può assumere che la coesione sia nulla.

Il materiale lapideo di base è stato caratterizzato meccanicamente con il valore della resistenza a compressione monoassiale ricavata da prove di laboratorio, che forniscono valori di  $\sigma_c$  mediamente superiore a 40 MPa.

Le proprietà meccaniche dell'ammasso roccioso dipendono sia dalle caratteristiche del materiale roccioso intatto sia dalle discontinuità. Nella letteratura tecnica sono presenti numerose classifiche che permettono di formulare un giudizio sulla "qualità" dell'ammasso sulla base di alcuni parametri indici. I due sistemi di classificazione più utilizzati sono il "Rock Mass Rating" (indice RMR) di Bieniawski (1984, 1989) ed il "Rock tunnelling quality index" (indice Q) di Barton (1974). Nella Tabella 5 sono riportati i parametri principali con i relativi indici per la classificazione dell'ammasso secondo quanto proposto da Bieniawski nel 1989.

Tabella 5: Classifica dell'ammasso roccioso secondo Bieniawski (1984, 1989)

PARAMETRI PER LA CLASSIFICAZIONE									
PARAMETRI			CAMPO VALORI						
1	Resistenza roccia intatta	Carico puntuali	> 10 MPa	4-10 MPa	2-4 MPa	1-2 MPa	Non applicabile		
		Compres. unissiale	> 250 MPa	100-250 MPa	50-100 MPa	25-50 MPa	5-25 MPa	1-5 MPa	< 1 MPa
	Indice		15	12	7	4	2	1	0
2	RQD		90%-100%	75%-90%	50%-75%	25%-50%	< 25%		
	Indice		20	17	13	8	3		
3	Spaziatura giunti		> 2 m	0.6 - 2 m	200- 600mm	60-200 mm	< 60 mm		
	Indice		20	15	10	8	5		
4	Condizione giunti		Superfici molto scabre, non continue. Chiusi. Pareti della roccia non alterate	Superfici legg. scabre Apertura < 1 mm Pareti della roccia legg. alterate	Superfici legg. scabre Apertura < 1 mm Pareti della roccia alterate	Superfici lisce o riempimento < 5 mm o aper 1-5 mm Giunti cont.	Riempimento tenero > 5 mm o Apertura > 5 mm Giunti continui		
	Indice		30	25	20	10	0		
5	Condizioni idrauliche	Afflusso per 10m lung. tunnel	Assente	< 10	10 - 25	25 - 125	> 125		
		(pressione nei giunti) / (soll. Nat. in situ)	0	< 0.1	0.1 - 0.2	0.2 - 0.5	> 0.5		
		Condizioni generali	Completam. asciutto	Umido	Bagnato	Stillicidio	Flusso		
	Indice		15	10	7	4	0		
FATTORI CORRETTIVI FUNZIONE DELL'ORIENTAZIONE DEI GIUNTI									
Direzione e immersione			Molto favorevole	Favorevole		Sfavorevole	Molto sfavorevole		
Indice	Gallerie e miniere		0	-2	-5	-10	-12		
	Fondazioni		0	-2	-7	-15	-25		
	Pendii		0	-5	-25	-50			
CLASSIFICAZIONE DELL'AMMASSO									
Indice			100 ← 81	80 ← 61	60 ← 41	40 ← 21	< 21		
Classe			I	II	III	IV	V		
Descrizione			Molto buona	Buona	Discreta	Scadente	Molto scadente		

Nel 1995 Hoek et al. hanno introdotto l'indice GSI (Geological Strength Index) basato sulle caratteristiche geolitologiche e strutturali della formazione e sulle condizioni delle superfici di discontinuità dell'ammasso. Per valutare l'indice di "qualità" intrinseca dell'ammasso Hoek et al. (1995).

La stima degli indice GSI può essere anche effettuata sulla base di una descrizione qualitativa della struttura dell'ammasso roccioso e delle condizioni delle superfici di discontinuità. A tale scopo può essere utilizzato lo schema proposto da Hoek e Marinos nel 2000 (Figura 6). Sulla base dei sopralluoghi effettuati è stato possibile attribuire all'ammasso roccioso un indice GSI compreso tra 30 e 50.

Geological strength index for jointed rocks (Hoek and Marinos, 2000)		SURFACE CONDITIONS				
		VERY GOOD	GOOD	FAIR	POOR	VERY POOR
STRUCTURE		DECREASING SURFACE QUALITY →				
	INTACT OR MASSIVE - intact rock specimens or massive in situ rock with few widely spaced discontinuities	90	80		N/A	N/A
	BLOCKY - well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three intersecting discontinuity sets		70			
	VERY BLOCKY- interlocked, partially disturbed mass with multi-faceted angular blocks formed by 4 or more joint sets			60		
	BLOCKY/DISTURBED/SEAMY - folded with angular blocks formed by many intersecting discontinuity sets. Persistence of bedding planes or schistosity				50	
	DISINTEGRATED - poorly interlocked, heavily broken rock mass with mixture of angular and rounded rock pieces					40
	LAMINATED/SHEARED - Lack of blockiness due to close spacing of weak schistosity or shear planes					30
					20	
						10
		N/A	N/A			

Figura 6: Valutazione dell'indice GSI per l'ammasso in esame

Per il progetto esecutivo sono in corso di esecuzione rilievi geostrutturali ed indagini geofisiche per la valutazione di dettaglio dello stato di fratturazione dell'ammasso e degli spessori delle coltri detritiche presenti al disopra del substrato.

La resistenza dell'ammasso può essere espressa in termini di sollecitazioni principali efficaci  $\sigma_1'$  e  $\sigma_3'$  mediante il criterio non lineare di Hoek e Brown (1980):

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_c \cdot \left( m_b \cdot \frac{\sigma_3'}{\sigma_c} + s \right)^a$$

in cui  $\sigma_c$  indica la resistenza a compressione uniassiale del materiale roccioso mentre  $m_b$ ,  $s$  ed  $a$  sono costanti che caratterizzano l'ammasso roccioso.

La resistenza a compressione uniassiale,  $\sigma_c$ , può essere determinata da prove di laboratorio su campioni di roccia intatta oppure, in assenza di prove dirette, da indicazioni reperibili in letteratura (Hoek, 1983; Doruk, 1991; Hoek et al., 1992).

Per quanto riguarda le costanti  $m_b$ ,  $s$  ed  $a$ , Hoek, Carranza-Torres e Corkum (2002) hanno proposto le seguenti relazioni con l'indice GSI:

$$m_b = m_i \cdot \exp\left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D}\right);$$

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D}\right);$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left( e^{-\frac{GSI}{15}} - e^{-\frac{20}{3}} \right)$$

in cui  $m_i$  è una costante che caratterizza il materiale roccioso, determinata mediante prove triassiali di laboratorio o stimata dai dati di letteratura, e  $D$  è un fattore variabile tra 0 e 1 che dipende dal grado di disturbo dovuto alle operazioni di scavo e al detensionamento dell'ammasso (0 per un ammasso indisturbato, 1 per un ammasso molto disturbato).

La stima del modulo elastico dell'ammasso è stata effettuata utilizzando invece la relazione proposta da Serafim e Pereira (1983), successivamente modificata da Hoek (2002):

$$E(GPa) = \left(1 - \frac{D}{2}\right) \cdot \left(\frac{\sigma_c}{100}\right)^{0.5} \cdot 10 \cdot \exp\left(\frac{GSI - 10}{40}\right)$$

Nelle verifiche geotecniche si è preferito far riferimento al criterio di resistenza di Mohr-Coulomb, più noto e più diffuso rispetto a quello di Hoek. I parametri di resistenza (coesione e angolo di attrito) sono stati determinati linearizzando la curva di Hoek e Brown con la procedura proposta dallo stesso Hoek (2002) ed implementata nel programma RocLab v. 1.032, considerando un pendio di altezza media pari a 25m. Per la valutazione dei parametri di resistenza si è fatto riferimento cautelativamente ai valori minimi dell'indice GSI.

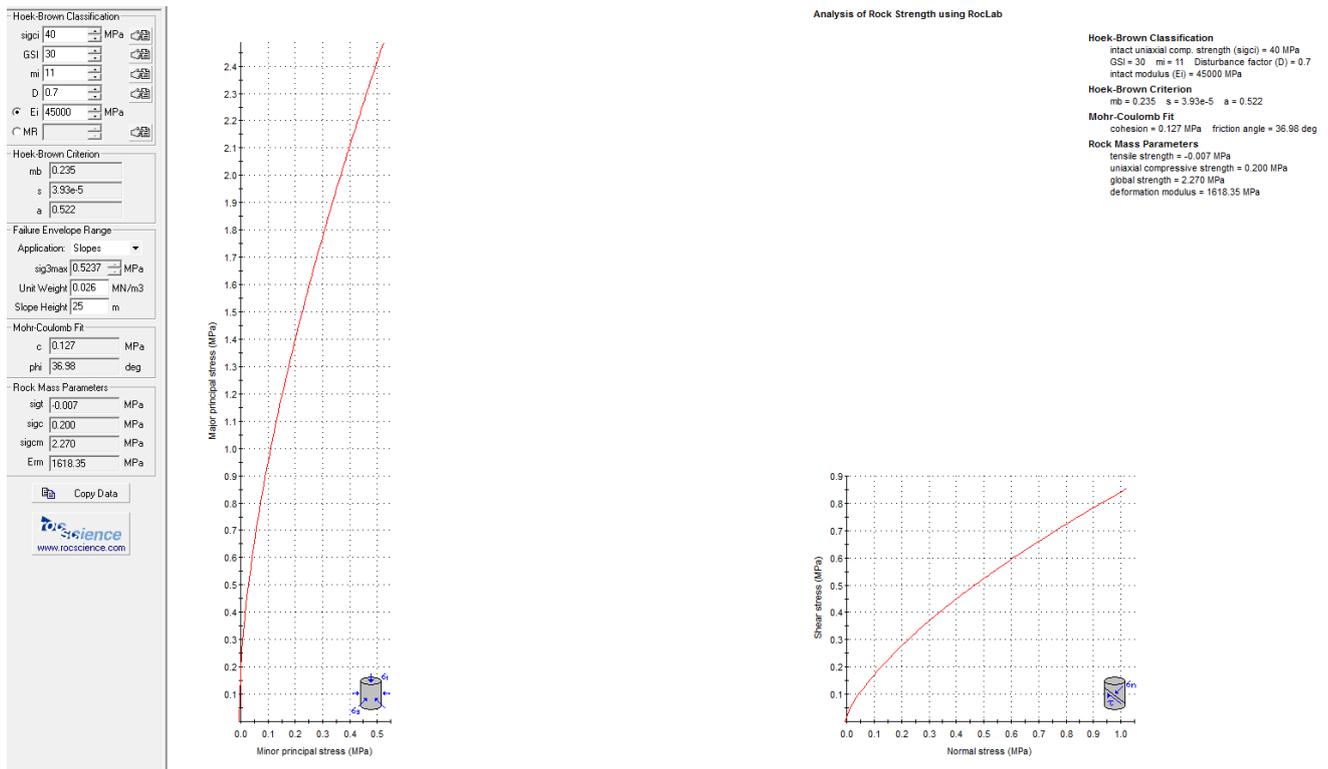


Figura 7: Parametri del criterio di Hoek Brown ricavati tramite interpretazione prove di laboratorio

La linearizzazione della curva di Hoek e Brown nel campo delle tensioni di interesse ha fornito una coesione di 130 kPa ed un angolo di attrito di  $37^\circ$  circa mentre il modulo elastico dell'ammasso è risultato essere pari a circa 1600 MPa (Figura 7).

Le prove di laboratorio relative alla determinazione dei parametri fisici hanno permesso di individuare un peso dell'unità di volume del materiale roccioso pari a circa 26,5 kN/m<sup>3</sup>.

I valori delle proprietà geotecniche indicate sono da intendersi come valori guida per la progettazione; resta inteso che nelle analisi geotecniche di dettaglio delle varie opere andranno calibrati sulla base delle condizioni geotecniche locali, delle specifiche situazioni locali, oltre che rapportati alla tipologia di opere (fondazioni pali o opere di sostegno), alle ipotesi di calcolo assunte.

Sulla base di una stima ragionata e cautelativa i parametri fisico-meccanici sono espressi come valori caratteristici. I parametri di progetto per le verifiche delle opere, secondo l'approccio considerato, sono determinati dai parametri caratteristici applicando i coefficienti parziali  $\gamma_M$  di seguito riportati. Si rimanda alle relazioni di calcolo delle opere per la determinazione dei parametri di progetto.

*Tabella 6 - Coefficienti parziali dei parametri geotecnici*

**Tabella 6.2.II** – *Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno*

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

## 6. DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA DI PROGETTO

L'azione sismica di progetto è stata valutata, in accordo con quanto stabilito dal D.M. 14/01/2008, a partire dalla pericolosità sismica di base del sito con riferimento allo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV -  $P_{VR} = 10\%$ ), ad una vita nominale di 50 anni ed una classe d'uso IV ( $C_u = 2.00$ ).

La vita di riferimento risulta quindi essere pari a 100 anni.

Via	<input type="text"/>	n°	<input type="text"/>
Comune	<input type="text"/>	Cap.	<input type="text"/>
Provincia	<input type="text"/>	<input type="button" value="Cerca"/>	
<b>WGS84 (°)</b>			
Latitudine	<input type="text" value="42.3443083333333"/>		
Longitudine	<input type="text" value="13.3186"/>	<input type="button" value="Cerca"/>	
Isole	<input type="text" value="- Seleziona -"/>		



Visualizza vertici della maglia di appartenenza



Parametri sismici

(1)\* Il software converte i dati dal sistema WGS84 al sistema ED50, prima di elaborare i risultati è comunque possibile inserire direttamente le coordinate nel sistema ED50. I punti sulla mappa sono da considerarsi esclusivamente in coordinate WGS84.

(2)\* Il file creato con "Salva file" può essere importato automaticamente negli applicativi GeoStru.

(1)* Coordinate WGS84 (°)	
Latitudine <input type="text" value="42.344308"/>	Longitudine <input type="text" value="13.318600"/>
(1)* Coordinate ED50 (°)	
Latitudine <input type="text" value="42,345282"/>	Longitudine <input type="text" value="13,319514"/>
Classe dell'edificio	
<input type="text" value="IV. Funzioni pubbliche o strategiche importanti..."/>	
Cu = 2	
Vita nominale (Opere provvisorie <=10, Opere ordinarie >=50, Grandi opere >=100)	<input type="text" value="50"/>
Interpolazione	<input type="text" value="Media ponderata"/>
<input type="button" value="Calcola"/>	

Stato Limite	Tr [anni]	$a_g$ [g]	Fo	Tc' [s]
Operatività (SLO)	60	0,112	2,326	0,284
Danno (SLD)	101	0,141	2,305	0,295
Salvaguardia vita (SLV)	949	0,330	2,398	0,362
Prevenzione collasso (SLC)	1950	0,418	2,443	0,378
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	100			

Figura 8: Individuazione della pericolosità sismica di base

### 6.1 Categoria di suolo

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto si rende necessario valutare gli effetti indotti

dalle successioni stratigrafiche sul moto sismico che si propaga dal bedrock in superficie; tale influenza può essere determinata utilizzando l'approccio semplificato basato sull'identificazione della categoria di sottosuolo.

Visti i risultati ottenuti dalle indagini geofisiche effettuate, considerato l'assetto litostratigrafico del sottosuolo interessato dal viadotto Genzano ed in accordo con la prospezione geofisica svolta, si assume per il sottosuolo investigato la Categoria B (*Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di  $V_s$ , 30 compresi tra 360 m/s e 800 m/s*), prevista dal D.M. 14/01/2008 Norme Tecniche per le Costruzioni.

## 6.2 Categoria topografica

L'azione sismica di progetto è influenzata anche dalla topografia del sito in esame, ovvero dalla possibile amplificazione del moto sismico indotta dall'orografia del sito.

Come per le condizioni stratigrafiche, le Norme Tecniche per le Costruzioni definiscono quattro categorie topografiche in funzione della superficie topografica e della sua inclinazione.

A tal proposito, vista la configurazione plano-altimetrica della zona si è assunta come categoria topografica T1. Per la stima del coefficiente di amplificazione topografica si è tenuto conto della variazione spaziale dello stesso con l'altezza così come definito al paragrafo 3.2.3.2.1 del D.M. 14/01/2008.

## 6.3 Azione sismica di progetto

Tenendo conto delle considerazioni appena esposte e assegnata l'ubicazione del viadotto, si è potuti definire l'azione sismica da assegnare al manufatto per le verifiche geotecniche.

In particolare, in relazione al tipo di verifica da eseguire ed al comportamento del componente da verificare (fondazioni, muri di spalla, ecc.) i coefficienti  $k_h$  e  $k_v$ , calcolati secondo quanto indicato nel par. 7.11.6.3 delle D.M. 14/01/2008, assumono i seguenti valori:

Il calcolo dei coefficienti sismici  $k_h$  e  $k_v$  è stato effettuato secondo quanto indicato nel par. 7.11.6.3 delle N.T.C. 2008:

$$k_h = \beta \cdot S_S \cdot S_T \cdot a_g / g$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

dove:

$\beta$  è un coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito funzione della verifica in esame;

$S_S$  rappresenta il coefficiente di amplificazione stratigrafica;

$S_T$  è il coefficiente di amplificazione topografica.

Nel caso in esame, per lo stato limite considerato, i coefficienti risultano:

$$a_g/g = 0.330;$$

$$S_S = 1.08;$$

$$S_T = 1.00;$$

#### PER I MURI DI SPALLA

$$\beta = 1.00;$$

$$k_h = \beta \cdot S_S \cdot S_T \cdot a_g/g = 1 \cdot 1.08 \cdot 1.00 \cdot 0.330 = 0.356;$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h = \pm 0.5 \cdot 0.356 = \pm 0.178.$$

#### PER LE FONDAZIONI

$$\beta = 0.28;$$

$$k_h = \beta \cdot S_S \cdot S_T \cdot a_g/g = 0.28 \cdot 1.08 \cdot 1.00 \cdot 0.330 = 0.100;$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h = \pm 0.5 \cdot 0.109 = \pm 0.050.$$

#### PER LA STABILITA' GLOBALE

$$\beta = 0.28;$$

$$k_h = \beta \cdot S_S \cdot S_T \cdot a_g/g = 0.28 \cdot 1.09 \cdot 1.05 \cdot 0.325 = 0.100;$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h = \pm 0.5 \cdot 0.109 = \pm 0.050.$$

## 7. PROBLEMATICHE GEOTECNICHE E CRITERI DI VERIFICA

Le principali problematiche geotecniche correlate con l'esecuzione degli interventi previsti in progetto riguardano la verifica delle fondazioni esistenti nei confronti delle sollecitazioni trasmesse dal nuovo impalcato nonché la verifica delle spalle (esistenti rinforzate e nuova).

Per quanto riguarda le fondazioni delle pile, l'intervento di rinforzo consiste nella realizzazione di un ringrosso in c.a., di spessore 1.50 m, da realizzarsi all'estradosso del plinto esistente avente la funzione di ricentrare i carichi provenienti dall'impalcato.

Le verifiche geotecniche delle fondazioni delle pile sono state effettuate facendo riferimento al collasso per carico limite della fondazione ed allo scorrimento sul piano di posa; il carico limite è stato determinato mediante la formula trinomia di Brinch-Hansen.

Per 3 delle spalle esistenti sono previsti interventi di rinforzo mediante la realizzazione di un paramento in c.a., dello spessore di 50 cm, da realizzarsi lato valle e dell'esecuzione, per ciascuna spalla, di n. 4 micropali (ancoraggi passivi) tipo TITAN 103/78 mm annegati in un cordolo di cls da costruirsi ex-novo.

La spalla B della carreggiata destra verrà invece demolita e realizzata ex-novo.

Dal punto di vista geotecnico le spalle sono state verificate nei confronti dello scorrimento sul piano di posa, del collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno, del ribaltamento e della stabilità globale dell'insieme muro terreno, mentre i micropali sono stati verificati nei confronti dello sfilamento e della resistenza strutturale ultima.

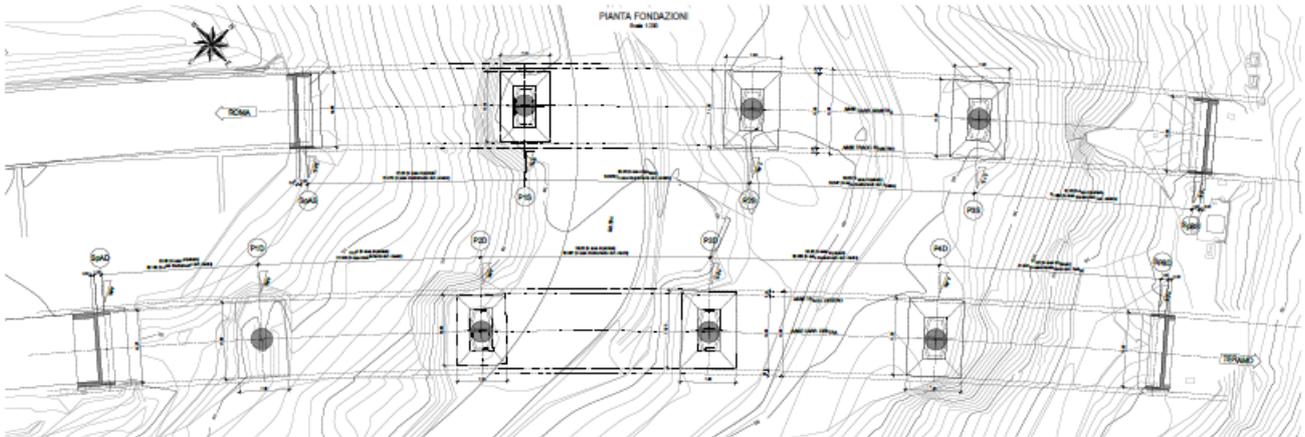
Le verifiche sono state condotte sia per le condizioni statiche che per quelle sismiche; le sollecitazioni sulle strutture di fondazione e sulle spalle sono state valutate con un'analisi tridimensionale agli elementi finiti effettuata con il codice di calcolo SAP2000 v.15. Nelle tabelle che seguono sono riportate le sollecitazioni per le condizioni statiche (SLU) e per le condizioni sismiche (SLV) ed ad intradosso plinto delle pile (comprehensive del peso del plinto, del ringrosso posto all'estradosso e del peso dell'eventuale rinterro). Nelle tabelle la direzione "x" è quella parallela all'asse del viadotto mentre la direzione "y" è quella ortogonale. Per i dettagli si rimanda alla relazione di calcolo del viadotto.

Per lo stato limite ultimo considerato è stato verificato che non si raggiunga una condizione di stato limite ultimo, ovvero che sia rispettata la condizione:

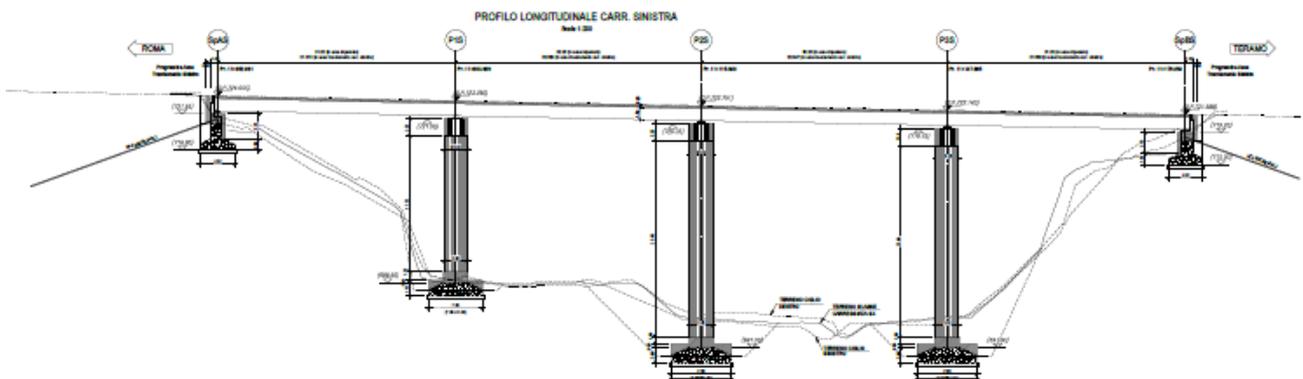
$$Ed \leq Rd$$

dove Ed è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione e Rd il valore di progetto della resistenza del sistema.

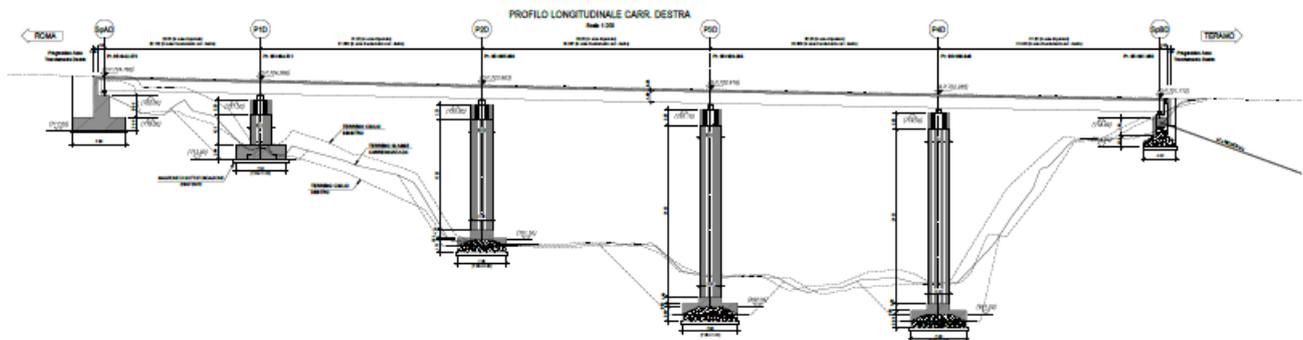
Di seguito si riportano la planimetria del viadotto a quota appoggi con evidenza e numerazione delle sottostrutture e il profilo longitudinale (Figura 11, Figura 12, Figura 13).



*Figura 9: Pianta dell'impalcato*



*Figura 10: Profilo longitudinale della carreggiata sinistra*



*Figura 11: Profilo longitudinale della carreggiata destra*

## 8. VERIFICHE GEOTECNICHE DELLE FONDAZIONI DELLE PILE

Le verifiche geotecniche delle fondazioni delle pile sono state effettuate facendo riferimento ai seguenti stati limite ultimi:

- Collasso per carico limite della fondazione;
- Scorrimento sul piano di posa;

Il carico limite della fondazione è stato determinato mediante la formula trinomia di Brinch-Hansen.

### 8.1 Verifiche nei confronti del carico limite

Le verifiche nei confronti del carico limite, determinato con la formula trinomia di Brinch-Hansen, sono state effettuate utilizzando l'Approccio 2 (A1+M1+R3) proposto dal D.M. 14 gennaio 2008, dove i coefficienti sui parametri di resistenza del terreno (M1) sono unitari, mentre le azioni permanenti e variabili sono amplificate mediante i coefficienti parziali del gruppo A1 (Tabella 6.2.I del Norme tecniche per le costruzioni) ed i coefficienti parziali sulla resistenza globale del sistema (R3) sono quelli riportati nella Tabella 6.

Le verifiche sono state effettuate per le condizioni sismiche (SLV) adottando per i coefficienti A1 e A2 un valore pari a 1.

Tabella 7: Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

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

Tabella 8: Coefficienti parziali per le resistenze

VERIFICA	Coefficiente parziale (R1)	Coefficiente parziale (R2)	Coefficiente parziale (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_r = 1,0$	$\gamma_r = 1,8$	$\gamma_r = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_r = 1,0$	$\gamma_r = 1,1$	$\gamma_r = 1,1$

Il carico limite delle fondazioni dirette è stato determinato, come detto, mediante l'applicazione della formula di Brinch-Hansen:

$$Q_{lim} = \sigma'_{vo} N_q s_q d_q i_q b_q z_q g_q + c' N_c s_c d_c i_c b_c z_c g_c + 0,5 \gamma'_c D' N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma b_\gamma z_\gamma g_\gamma$$

nella quale:

$N_q N_c N_\gamma$  = fattori di capacità portante, funzione dell'angolo di attrito del terreno ( $\phi'$ );

$i_q i_c i_\gamma$  = fattori di inclinazione della risultante dei carichi;

$s_q s_c s_\gamma$  = fattori di forma della fondazione;

$d_q d_c d_\gamma$  = fattori di profondità della fondazione ( $d_i < B'$ );

$b_q b_c b_\gamma$  = fattori di inclinazione della base della fondazione;

$g_q g_c g_\gamma$  = fattori di inclinazione del piano campagna;

$z_q z_c z_\gamma$  = coefficienti inerziali.

Nei calcoli si fa riferimento all'area equivalente effettiva della fondazione, di dimensioni ridotte:

$$B' = B - 2 e_B$$

$$L' = L - 2 e_L$$

dove B ed L sono le reali dimensioni della fondazione ed  $e_B$  ed  $e_L$  l'eccentricità del carico verticale N sui due lati della fondazione.

Le verifiche risultano soddisfatte se:  $E_d \leq R_d$

In cui

$$E_d = N / (B' \times L')$$

$$R_d = R_k / \gamma_R = Q_{lim} / \gamma_R$$

Il carico limite della fondazione è stato determinato considerando le seguenti geometrie dei plinti di fondazione:

*Tabella 9: Geometria dei plinti*

Geometria plinti				
Pila	B (m)	L (m)	H (m)	D (m)
1D	7.00	11.00	2.00	0.00
2D	7.80	11.00	1.70	0.00
3D	7.80	11.00	2.00	0.00
4D	7.80	11.00	2.00	0.00

Per il terreno di fondazione, sono stati assunti, cautelativamente i seguenti parametri geotecnici:

- Peso di volume ( $\gamma$ ) = 21 kN/m<sup>3</sup>

- Angolo di attrito ( $\phi$ ) = 37°
- Coesione (c) = 0 kPa

Nelle tabelle che seguono sono riportate le sollecitazioni di calcolo per le combinazioni di carico esaminate ed i risultati delle verifiche nei confronti dei carichi assiali; le verifiche risultano tutte soddisfatte.

## 8.2 Verifiche nei confronti dello scorrimento

La verifica allo scorrimento risulta soddisfatta se:

$$R_d / E_d > 1$$

dove:

$E_d = H$  (carico orizzontale in fondazione)

$$R_d = R_k / \gamma_R = (N \operatorname{tg} \delta_f + c_a B' L') / \gamma_R$$

Con:

$N$  = componente normale al piano di fondazione del carico totale gravante in fondazione;

$\delta_f$  = angolo d'attrito terreno-fondazione;

$c_a$  = adesione terreno-fondazione;

$B'$  = larghezza della fondazione reagente;

$L'$  = lunghezza della fondazione reagente.

Le verifiche nei confronti dello scorrimento sono state effettuate secondo la combinazione dell'approccio 2:

*Approccio 2 (A1+M1+R3):* dove i coefficienti sui parametri di resistenza del terreno (M1) sono unitari, mentre le azioni permanenti e variabili sono amplificate mediante i coefficienti parziali del gruppo A1 (Tabella 7) ed i coefficienti parziali sulla resistenza globale del sistema (R3) sono quelli riportati in Tabella 8.

Per le verifiche a traslazione è stato assunto un angolo di attrito terreno-fondazione pari a 35° mentre è stato cautelativamente trascurato il contributo di adesione tra fondazione e piano di posa.

Nelle tabelle che seguono sono riportate le sollecitazioni di calcolo per le combinazioni di carico esaminate ed i risultati delle verifiche nei confronti dello scorrimento; le verifiche risultano tutte soddisfatte.

*Tabella 10: Sollecitazioni delle pile agenti in fondazione per lo SLU e lo SLV*

Element	LONG	TRASV		TRASV	LONG		
	N	V2	V3	T	M2	M3	
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN*m]	[kN*m]	[kN*m]	
SLU	PILA 1D	-7164	161	323	60	7426	1584
		-11609	-243	241	21	-3583	-2294
		-7339	14	29	11	3645	313
		-11400	-60	-51	-22	-7148	-577
		-7360	355	315	50	5472	3270
		-10010	-17	274	28	-341	-222
		-5519	214	22	2	1801	2037
		-7786	171	-18	-14	-3795	1533
		-7344	149	502	83	7860	1370
		-9955	-223	460	62	2047	-2121
	-5762	-8	485	74	5814	-155	
	-5762	-8	485	74	5814	-155	
	-7226	243	307	55	5477	2255	
	-10132	-350	265	30	-480	-3228	
	-5467	225	-1	4	-142	2057	
	-6106	-324	-4	-5	-503	-2923	
	PILA 2D	-11623	61	393	40	10473	1378
		-16012	-96	253	11	540	-2032
		-11647	26	73	9	3019	658
		-15991	-49	-48	-17	-6365	-995
		-11827	217	363	32	8672	4678
		-14242	92	278	16	3476	1988
		-8711	185	42	1	1355	4000
		-11081	142	-23	-11	-3293	3067
		-11827	46	568	54	13410	996
		-14242	-79	483	38	8214	-1693
	-8973	-8	518	48	11538	-191	
	-8973	-8	518	48	11538	-191	
	-11810	70	369	35	8835	1533	
	-14256	-110	271	18	3273	-2328	
-8931	53	21	2	99	1151		
-9006	-85	-11	-3	-814	-1777		
PILA 3D	-13447	68	366	10	9598	2032	
	-17982	-63	184	-6	3308	-1923	
	-13476	24	114	6	1875	712	
	-17952	-28	-50	-9	-3879	-843	
	-13711	176	316	5	8364	5316	
	-16202	67	210	-4	5037	2021	
	-10098	133	61	1	722	4014	
	-12529	103	-26	-7	-2067	3118	
	-13709	56	480	9	13396	1679	
	-16199	-53	374	0	10069	-1616	
-10412	-4	411	5	12145	-116		
-10412	-4	411	5	12145	-116		
-13685	87	325	8	8640	2612		
-16215	-75	207	-3	4956	-2283		
-10353	73	25	1	257	2217		
-10451	-59	-5	-1	-638	-1782		
PILA 4D	-14466	136	340	-8	8736	4013	
	-19123	-146	171	-31	3393	-4494	
	-14604	17	105	12	1764	366	
	-18956	-51	-57	-6	-3399	-1554	
	-14599	240	289	-16	7523	7265	
	-17275	-13	195	-29	4817	-441	
	-10858	125	53	4	606	3737	
	-13230	86	-34	-4	-1920	2618	
	-14613	122	448	-29	12285	3625	
	-17289	-132	354	-42	9579	-4081	
-11086	-14	389	-36	11302	-457		
-11086	-14	389	-36	11302	-457		
-14518	204	297	-12	7766	6150		
-17397	-193	198	-29	4940	-5947		
-10850	192	11	4	3	5857		
-11357	-167	-1	-4	-298	-5122		

Element	LONG	TRASV		TRASV	LONG		
	N	V2	V3	T	M2	M3	
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN*m]	[kN*m]	[kN*m]	
SLV	PILA 1D	-5062	1055	233	32	2238	9039
		-6482	-1096	-238	-32	-2891	-9378
		-5066	385	767	99	7931	3341
		-6479	-426	-771	-100	-8584	-3680
		-3733	383	230	31	2210	3322
	-7811	-423	-234	-32	-2863	-3661	
	PILA 2D	-8367	1714	504	26	7446	29021
		-9575	-1727	-498	-27	-8152	-29265
		-8362	535	1633	82	24824	9129
		-9580	-548	-1627	-83	-25529	-9372
		-6997	531	502	25	7391	9059
	-10945	-544	-496	-26	-8097	-9303	
	PILA 3D	-9624	1570	525	19	9710	32366
		-11183	-1564	-511	-19	-10138	-32183
		-9624	493	1712	60	32293	10378
		-11183	-487	-1698	-60	-32721	-10196
		-7868	493	524	18	9678	10359
	-12939	-486	-510	-19	-10106	-10176	
	PILA 4D	-10339	1587	588	18	10800	33233
		-11849	-1577	-582	-18	-11126	-32946
		-10341	540	1925	52	35803	11805
		-11847	-529	-1919	-52	-36129	-11518
		-8841	533	582	17	10683	11683
	-13347	-522	-576	-17	-11009	-11395	

COMB.	Pila 1D				Pila 2D			
	FS Carico Limite		FS Scorrimento		FS Carico Limite		FS Scorrimento	
	SLV	SLU	SLV	SLU	SLV	SLU	SLV	SLU
COMB. 1	4,81	7,55	5,65	>10	1,13	6,79	4,55	>10
COMB. 2	4,61	6,21	6,31	>10	1,37	6,49	4,98	>10
COMB. 3	6,61	9,32	7,12	>10	2,78	8,38	4,73	>10
COMB. 4	6,04	6,51	8,03	>10	2,86	6,30	5,22	>10
COMB. 5	9,70	7,06	>10	>10	6,04	6,33	9,85	>10
COMB. 6	7,15	7,84	>10	>10	5,38	6,77	>10	>10
COMB. 7	-	9,95	-	>10	-	9,14	-	>10
COMB. 8	-	8,26	-	>10	-	7,95	-	>10
COMB. 9	-	7,19	-	>10	-	6,22	-	>10
COMB. 10	-	6,82	-	>10	-	6,16	-	>10
COMB. 11	-	8,97	-	>10	-	7,57	-	>10
COMB. 12	-	8,97	-	>10	-	7,57	-	>10
COMB. 13	-	7,61	-	>10	-	6,95	-	>10
COMB. 14	-	6,74	-	>10	-	6,73	-	>10
COMB. 15	-	>10	-	>10	-	>10	-	>10
COMB. 16	-	9,07	-	>10	-	>10	-	>10

COMB.	Pila 3D				Pila 4D			
	FS Carico Limite		FS Scorrimento		FS Carico Limite		FS Scorrimento	
	SLV	SLU	SLV	SLU	SLV	SLU	SLV	SLU
COMB. 1	1,05	6,29	5,43	>10	1,08	5,83	5,60	>10
COMB. 2	1,37	5,81	6,12	>10	1,38	5,26	6,26	>10
COMB. 3	2,11	7,63	5,05	>10	1,77	7,26	4,74	>10
COMB. 4	2,09	5,99	5,70	>10	1,98	5,69	5,28	>10
COMB. 5	5,30	5,85	>10	>10	4,76	5,44	10,71	>10
COMB. 6	4,82	6,10	>10	>10	4,49	6,05	14,84	>10
COMB. 7		8,56		>10		8,29	33,65	>10
COMB. 8		7,53		>10		7,38		>10
COMB. 9		5,77		>10		5,45		>10
COMB. 10		5,62		>10		5,16		>10
COMB. 11		7,14		>10		7,02		>10
COMB. 12		7,14		>10		7,02		>10
COMB. 13		6,27		>10		5,61		>10
COMB. 14		6,07		>10		5,31		>10
COMB. 15		9,12		>10		7,74		>10
COMB. 16		9,15		>10		7,71		>10

Nel seguito sono riportati i calcoli relativi al plinto della pila 4 della carreggiata destra per il quale le verifiche restituiscono i valori minori dei coefficienti di sicurezza.



**$i_x, i_y, i_z$  : fattori di inclinazione del carico**

$m_x =$	1,76	1,73	1,49	1,50	1,61	1,60	1,58	1,59	1,58	1,58	1,59	1,58	1,60	1,59	1,57	1,58	1,55	1,55	1,59	1,59	1,61	1,61
$e =$	69,67	69,74	15,66	15,42	42,46	42,20	21,82	40,56	8,98	41,56	39,77	3,91	67,13	68,18	15,20	20,42	2,03	2,03	34,48	44,23	86,79	89,68
$m_y =$	1,24	1,27	1,51	1,50	1,39	1,40	1,42	1,41	1,42	1,42	1,41	1,42	1,40	1,41	1,43	1,42	1,45	1,45	1,41	1,41	1,39	1,39
$m_z =$	1,70	1,68	1,51	1,50	1,49	1,49	1,44	1,49	1,42	1,49	1,48	1,42	1,57	1,57	1,44	1,44	1,45	1,45	1,47	1,50	1,61	1,61
$i_x =$	0,80	0,82	0,79	0,81	0,91	0,93	0,97	0,99	0,99	0,99	0,97	0,99	0,99	0,99	0,96	0,97	0,96	0,96	0,97	0,98	0,98	0,98
$i_y =$	0,80	0,82	0,79	0,81	0,90	0,93	0,97	0,98	0,99	0,99	0,97	0,99	0,98	0,99	0,96	0,97	0,96	0,96	0,97	0,98	0,98	0,98
$i_z =$	0,70	0,73	0,68	0,71	0,85	0,89	0,95	0,98	0,99	0,99	0,95	0,98	0,98	0,99	0,94	0,96	0,94	0,94	0,95	0,97	0,97	0,97

**$d_x, d_y, d_z$  : fattori di profondità del piano di appoggio**

$d_x =$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
$d_y =$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
$d_z =$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00

**$b_x, b_y, b_z$  : fattori di inclinazione base della fondazione**

$b_x =$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
$b_y =$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
$b_z =$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00

**$g_x, g_y, g_z$  : fattori di inclinazione piano di campagna**

$g_x =$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
$g_y =$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
$g_z =$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00

**$z_x, z_y, z_z$  : fattori di inerzia**

$z_x =$	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95
$z_y =$	0,97	0,97	0,97	0,97	0,97	0,97	0,97	0,97	0,97	0,97	0,97	0,97	0,97	0,97	0,97	0,97	0,97	0,97	0,97	0,97	0,97	0,97
$z_z =$	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95

<b>Carico limite unitario</b>	$q_{lim} =$	1217,58	1451,02	1585,08	1764,94	2469,06	2781,96	3267,91	3453,93	3605,74	3584,63	3183,43	3537,31	3444,99	3524,03	3182,95	3306,86	3220,45	3220,45	3220,38	3354,46	3326,48	3381,18
coefficiente di resistenza carico limite	$\gamma_{Rq} =$	2,30	2,30	2,30	2,30	2,30	2,30	2,30	2,30	2,30	2,30	2,30	2,30	2,30	2,30	2,30	2,30	2,30	2,30	2,30	2,30	2,30	2,30
<b>Carico limite unitario ridotto</b>	$Q_{lim} / \gamma_{Rq} =$	529,38	630,88	689,16	767,37	1073,51	1209,55	1420,83	1501,71	1567,71	1558,54	1384,10	1537,96	1497,82	1532,19	1383,89	1437,76	1400,20	1400,20	1400,17	1458,46	1446,30	1470,08
<b>Carico limite</b>	$Q_{lim} =$	14982,85	21136,54	24477,51	30418,08	58778,79	75593,15	104767,1	118950,6	131442,51	127735,45	98486,12	125707,4	119020,05	123556,2	98756,59	107337,8	102386,3	102386,3	101032,8	111021,3	111104,6	114567,5
Verifica di sicurezza capacità portante		Qlim ≥ N																					
<b>Fattore di sicurezza</b>	<b>FS=</b>	<b>1,08</b>	<b>1,38</b>	<b>1,77</b>	<b>1,98</b>	<b>4,76</b>	<b>4,49</b>	<b>5,83</b>	<b>5,26</b>	<b>7,26</b>	<b>5,69</b>	<b>5,44</b>	<b>6,05</b>	<b>8,29</b>	<b>7,38</b>	<b>5,45</b>	<b>5,16</b>	<b>7,02</b>	<b>7,02</b>	<b>5,61</b>	<b>5,31</b>	<b>7,74</b>	<b>7,71</b>

**VERIFICA A SCORRIMENTO**

Risultante azione orizzontale	$H =$	1692,95	1681,09	1999,28	1990,53	789,22	777,67	365,86	224,76	106,09	76,28	375,91	195,36	135,38	92,56	464,64	378,12	389,28	389,28	360,39	276,81	192,00	166,59
<b>Azione Resistente</b>	$S_d =$	10430,90	11568,69	10432,48	11567,12	9302,09	12697,51	13540,43	17049,83	13644,54	16924,35	13641,13	15657,65	10822,15	12609,08	13651,22	15667,74	10993,84	10993,84	13579,85	15749,44	10815,42	11198,07
coefficiente di resistenza scorrimento	$\gamma_{Rs} =$	1,10	1,10	1,10	1,10	1,10	1,10	1,10	1,10	1,10	1,10	1,10	1,10	1,10	1,10	1,10	1,10	1,10	1,10	1,10	1,10	1,10	1,10
<b>Azione Resistente ridotto</b>	$S_d / \gamma_{Rs} =$	9482,64	10516,99	9484,07	10515,56	8456,45	11543,19	12309,48	15499,85	12404,13	15385,77	12401,03	14234,23	9838,32	11462,8	12410,2	14243,4	9994,4	9994,4	12345,32	14317,67	9832,2	10180,06
Verifica di sicurezza allo scorrimento		Sd/R ≥ H	Sd/R ≥ H	Sd/R ≥ H	Sd/R ≥ H	Sd/R ≥ H	Sd/R ≥ H	Sd/R ≥ H	Sd/R ≥ H	Sd/R ≥ H	Sd/R ≥ H	Sd/R ≥ H	Sd/R ≥ H	Sd/R ≥ H	Sd/R ≥ H	Sd/R ≥ H	Sd/R ≥ H	Sd/R ≥ H	Sd/R ≥ H				
<b>Fattore di sicurezza</b>	<b>FS=</b>	<b>5,60</b>	<b>6,26</b>	<b>4,74</b>	<b>5,28</b>	<b>10,71</b>	<b>14,84</b>	<b>33,65</b>	<b>68,96</b>	<b>116,92</b>	<b>201,70</b>	<b>32,99</b>	<b>72,86</b>	<b>72,67</b>	<b>123,84</b>	<b>26,71</b>	<b>37,67</b>	<b>25,67</b>	<b>25,67</b>	<b>34,26</b>	<b>51,72</b>	<b>51,21</b>	<b>61,11</b>

## 9. VERIFICA GEOTECNICA DELLE SPALLE

Per l'adeguamento sismico delle spalle del viadotto verranno realizzati da n. 5 a n. 6 micropali tipo TITAN 103/78 sul paramento verticale delle spalle esistenti.

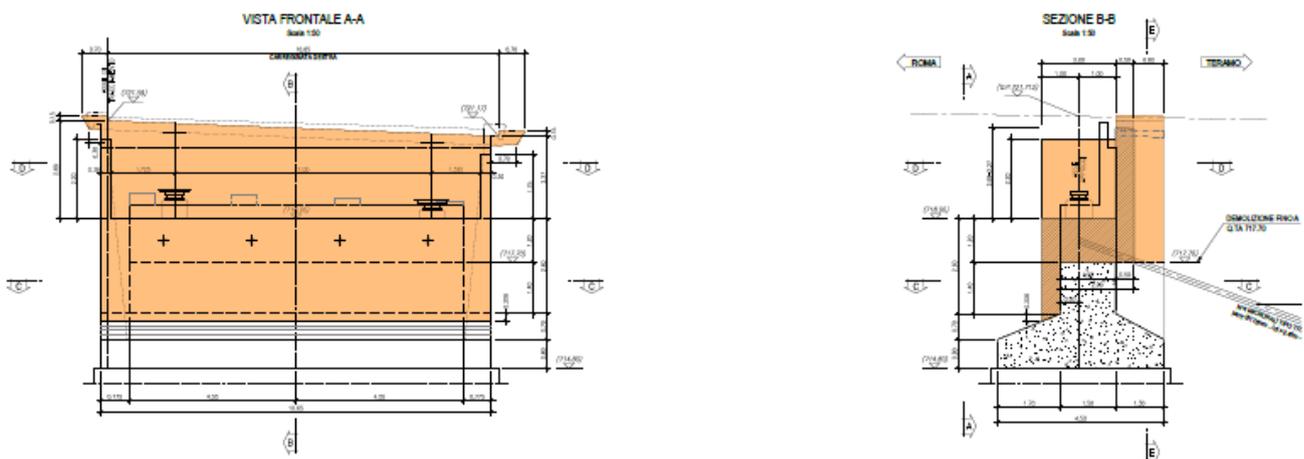


Figura 12: Interventi sulla Spalla

In conformità a quanto previsto dalle vigenti Norme Tecniche per le Costruzioni, per le spalle del viadotto sono state effettuate le seguenti verifiche:

Verifiche allo SLV di tipo geotecnico (GEO) e di equilibrio del corpo rigido (EQU):

- Scorrimento sul piano di posa;
- Collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
- Ribaltamento;
- Stabilità globale dell'insieme muro terreno;
- Sfilamento del bulbo di fondazione dei tiranti.

Verifiche allo SLU di tipo strutturale (STR):

- Raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali della spalla;
- Raggiungimento della resistenza dei tiranti.

Le verifiche sono state effettuate secondo la combinazione dell'approccio 2:

Approccio 2 (A1+M1+R3)

dove i coefficienti sui parametri di resistenza del terreno (M1) sono unitari (Tabella 12), mentre le azioni permanenti e variabili sono amplificate mediante i coefficienti parziali del gruppo A1 della

Tabella 11 ed i coefficienti parziali sulla resistenza globale del sistema (R3) sono quelli riportati nella Tabella 13 per la spalla e nella Tabella 14 per i tiranti.

*Tabella 11: Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni*

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

*Tabella 12: Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno*

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

*Tabella 13: Coefficienti parziali sulla resistenza globale del sistema*

VERIFICA	Coefficiente parziale (R1)	Coefficiente parziale (R2)	Coefficiente parziale (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_r = 1,0$	$\gamma_r = 1,0$	$\gamma_r = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_r = 1,0$	$\gamma_r = 1,0$	$\gamma_r = 1,1$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_r = 1,0$	$\gamma_r = 1,0$	$\gamma_r = 1,4$

*Tabella 14: Coefficienti parziali sulla resistenza degli ancoraggi (micropali)*

VERIFICA	Simbolo	Coefficiente parziale
	$\gamma_R$	
Temporanei	$\gamma_{Ra,t}$	1,1
Permanenti	$\gamma_{Ra,p}$	1,2

La verifica di stabilità globale del complesso spalla/ terreno è stata effettuata secondo la combinazione A2+M2+R2.

Lo stato limite di ribaltamento non prevede la mobilitazione della resistenza del terreno di fondazione ed è stato trattato come uno stato limite di equilibrio di un corpo rigido (EQU) utilizzando i coefficienti parziali sulle azioni della tabella 3 ed adoperando i coefficienti parziali del

gruppo M2 per il calcolo delle spinte.

Le verifiche sono state effettuate utilizzando un foglio di calcolo Excel® nel quale vengono valutate le azioni destabilizzanti, le forze resistenti ed a partire da queste le sollecitazioni sulla parete verticale e nella soletta di fondazione.

Per le verifiche in condizioni sismiche, le “azioni sismiche”, tipicamente dinamiche, sono state schematizzate come forze statiche equivalenti (metodo pseudo-statico).

## 9.1 Analisi dei carichi

I carichi considerati nelle analisi sono:

### Spinte del terreno in condizioni statiche

La spinta del terrapieno presente a tergo della struttura è stata valutata considerando la relazione:

$$S = 0.5 \cdot \gamma \cdot K_a \cdot H^2$$

dove  $\gamma$  è il peso di volume del terreno,  $H$  l'altezza della spalla e  $K_a$  il coefficiente di spinta attiva, valutato come:

$$K_a = \frac{\sin^2(\psi + \varphi)}{\sin^2\psi \sin(\varphi - \delta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta)\sin(\varphi - \beta)}{\sin(\psi - \delta)\sin(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

in cui:

$\varphi$  = angolo di attrito efficace del terreno;

$\psi$  = angolo rispetto all'orizzontale del paramento contro terra del muro;

$\beta$  = inclinazione del piano campagna

$\delta$  = angolo di attrito muro-terreno.

Nel caso in esame la spinta sui muri è stata valutata adottando un angolo di attrito muro-terreno pari a  $\varphi/2$  ed un piano campagna a tergo del muro orizzontale.

### Spinta del terreno in condizioni sismiche

La spinta del terreno in condizioni sismiche è stata valutata facendo riferimento al metodo proposto da Wood, nel quale si ipotizza che il cuneo di terreno compreso tra la superficie di rottura e la parete del muro si comporti come un corpo rigido soggetto ad un'accelerazione sismica orizzontale  $a_h$  e verticale  $a_v$ :

$$a_h = k_h \cdot g$$

$$a_v = k_v \cdot g$$

in cui  $k_h$  è il coefficiente di intensità sismica orizzontale,  $k_v$  il coefficiente di intensità sismica verticale e  $g$  l'accelerazione gravitazionale.

Il metodo di Wood, fornisce l'incremento sismico della spinta del terreno su una parete rigidamente vincolata in modo da impedire apprezzabili deformazioni dell'insieme. Tale incremento è rappresentato da una pressione a distribuzione costante calcolata mediante la seguente espressione:

$$S = (1 + k_v) H W a_g/g$$

Tale valore di spinta è stata calcolata ipotizzando uno scavo su roccia a tergo della spalla con un'inclinazione 1:1 (45°) riempito da materiale con idonea pezzatura.

### Sovraccarichi variabili

Nelle analisi è stata considerata la presenza di un sovraccarico variabile, insistente a tergo della spalla, pari a 20kN/m<sup>2</sup> in condizioni statiche e 5 kN/m<sup>2</sup> in condizioni sismiche.

### Ancoraggi

I micropali (ancoraggi passivi) determinano un effetto stabilizzante sulla spalla. La loro presenza viene simulata con delle forze concentrate di valore pari al carico necessario a garantire un adeguato coefficiente di sicurezza, in corrispondenza dei punti in cui essi sono ubicati. La loro inclinazione rispetto al piano orizzontale determina l'insorgere di una componente verticale ed una orizzontale, entrambe con effetto stabilizzate.

## **9.2 Schematizzazione geotecnica e parametri di calcolo**

Il terreno di riempimento a tergo della struttura è costituito da terre a grana medio/grossa idonee a realizzare un rilevato stradale. Nella valutazione delle spinte è stato assunto per questo terreno un peso di volume pari a 20 kN/m<sup>3</sup>, una coesione nulla e, cautelativamente, un angolo di attrito pari a 30°.

Le spalle del viadotto risultano poggiate sul substrato roccioso; per l'ammasso sono stati assunti i seguenti parametri: peso di volume pari a 26 kN/m<sup>3</sup>, una coesione efficace pari a 50 kPa ed un angolo di attrito pari a 37°.

Nelle analisi di verifica non è stata considerata la presenza della falda.

### 9.3 Risultati delle analisi

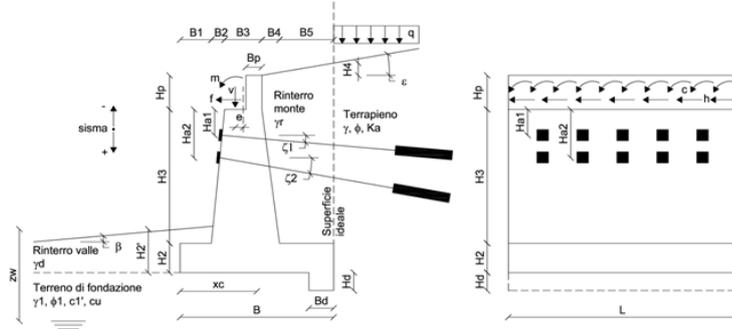
Nelle tabelle che seguono sono descritte le geometrie delle spalle, i carichi agenti ed i risultati delle verifiche geotecniche per la spalla maggiormente sollecitata. Per le verifiche strutturali della stessa si rimanda alla specifica relazione di calcolo.

*Tabella 15: Coefficienti di sicurezza per la spalla*

Coefficiente di sicurezza			
	Scorr.	Ribalt.	Q Limite
Sismica +	1.63	1.65	4.76
Sismica -	1.75	1.49	7.24

## Spalla (combinazione SLV)

### DATI DI PROGETTO:



### Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	2,95	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0,00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	2,00	(m)
Aggetto monte	B4 =	0,00	(m)
Spessore paraghiaia	Bp =	0,50	(m)
Altezza paraghiaia	Hp =	2,80	(m)
Inclinazione paramento di valle	$\eta_v =$	0,00	(°)
Inclinazione paramento di monte	$\eta_m =$	0,00	(°)

### Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	4,50	(m)
Lunghezza Fondazione (L = 1000 Nastriforme)	L =	10,65	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	1,15	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	1,20	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	1,30	(m)
Altezza dente	Hd =	0,00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0,00	(m)
Considerare la spinta passiva sul dente?		No	<input type="checkbox"/>
Mezzzeria Sezione	Xc =	2,25	(m)

### Altri dati

Profondità del piano di posa	H2' =	0,00	(m)
Profondità del piano di falda	Zw =	20,00	(m)
Peso Specifico del Calcestruzzo	$\gamma_{cls} =$	25,00	(kN/m <sup>3</sup> )

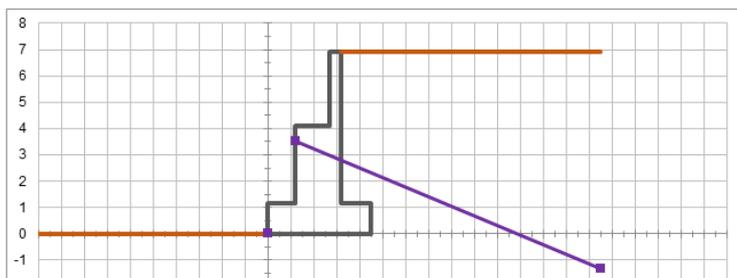
### Geometria del Terrapieno e del Terreno a valle

Inclinazione del terrapieno	$\epsilon =$	0,00	(°)
Inclinazione del terreno a valle	$\beta =$	0,00	(°)

### Elementi di ancoraggio

Tipologia di ancoraggi:		Passivi	<input type="checkbox"/>
Altezza della 1a fila di tiranti dalla testa del muro	Ha1 =	0,60	(m)
Forza nella prima fila di tiranti per ml	Fa1 =	400,00	(kN/m)
Inclinazione della 1a fila di tiranti rispetto l'orizzontale	$\zeta_1 =$	20,00	(°)
Altezza della 2a fila di tiranti dalla testa del muro	Ha2 =	0,00	(m)
Forza nella seconda fila di tiranti per ml	Fa2 =	0,00	(kN/m)
Inclinazione della 2a fila di tiranti rispetto l'orizzontale	$\zeta_2 =$	0,00	(°)

### Rappresentazione grafica del muro



**Indicazioni progettuali**

Spinta da equilibrare con tiranti: $f_p+f_s+P_{sh}+P_{tsh}+S_{sism1}+S_{q1acc}$	S =	674,38	(kN/m)
Spinta equilibrata tramite i tiranti	Seq =	400,00	(kN/m)
n° tiranti 1a fila	na1 =	4	(-)
n° tiranti 2a fila	na2 =	0	(-)
n° tiranti totali	nat =	4	(-)
Forza sulla 1a fila di tiranti	ta1 =	400,00	(kN/m)
Forza sulla 2a fila di tiranti	ta2 =	0,00	(kN/m)
Forza sull'i-esimo tirante della 1a fila	Ta1 =	1065,00	(kN)
Forza sull'i-esimo tirante della 2a fila	Ta2 =	0,00	(kN)
Lunghezza del cono di spinta statico	Lc.stat. =	4,41	(m)
Lunghezza del cono di spinta sismico	Lc.sism. =	6,77	(m)

**Combinazioni coefficienti parziali di sicurezza**

 Combinazione delle azioni: 

Carichi	Effetto	Coeff. Parziale	EQU	A1 (STR)	A2 (GEO)	SLE	Altro
Permanenti	favorevole	$\gamma_G$	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevole		1,10	1,30	1,00	1,00	1,00
Variabili	favorevole	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevole		1,50	1,50	1,30	1,00	1,30

Parametro		Coeff. Parziale	M1	M2	SLE	Altro
Angolo d'attrito	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,00	1,25	1,00	1,25
Coesione	$c_k$	$\gamma_c$	1,00	1,25	1,00	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{su}$	1,00	1,40	1,00	1,40
Peso unità di volume	$\gamma$	$\gamma_R$	1,00	1,00	1,00	1,20

Verifica	Coeff. Parziale	R1	R2	R3	SLE	Altro
Capacità portante fondazione	$\gamma_R$	1,00	1,00	1,40	2,00	1,00
Scorrimento		1,00	1,00	1,10	1,30	1,00
Ribaltamento		1,00	1,00	1,00	1,50	1,00

**Dati Geotecnici**

Dati Terrapieno e Rinterro	Parametro	Unità	valori caratteristici		valori di progetto	
			SLE	EQU	STR/GEO	EQU
Dati Terrapieno e Rinterro	Angolo di attrito del terrapieno	$\varphi' (^{\circ})$	30,00		30,00	24,79
	Peso Unità di Volume del terrapieno	$\gamma (kN/m^3)$	20,00		20,00	20,00
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	$\delta (^{\circ})$	15,00		15,00	12,40
	Peso Unità di Volume del Rinterro lato monte	$\gamma_r (kN/m^3)$	19,00		19,00	19,00
Dati Terreno Fondazione	Condizioni: Drenate					
	Coesione Terreno di Fondazione	$c1' (kPa)$	50,00		50,00	40,00
	Angolo di attrito Terreno-Fondazione	$\varphi1' (^{\circ})$	37,00		37,00	31,08
	Coefficiente di riduzione dell'attrito per le verifiche a scorrimento	fred (-)	0,929			
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	$\gamma1 (kN/m^3)$	21,00		21,00	21,00
	Peso saturo del Terreno di Fondazione	$\gamma_{sat1} (kN/m^3)$	21,00		21,00	21,00
	Peso Unità di Volume del Rinterro lato valle	$\gamma_d (kN/m^3)$	21,00		21,00	21,00
	Profondità "Significativa" (consigliata $H = 2*B$ )	Hs (m)	20,00			
	Coefficiente di Poisson	$\nu (-)$	0,25			
	Modulo di deformazione	E (kN/m <sup>2</sup> )	1600000			

**Carichi agenti**

Combinazione delle azioni: 1	Parametro	Unità	valori caratteristici		valori di progetto	
			SLE - sisma	EQU	STR/GEO	EQU
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente sulla zattera di monte	qp (kN/m <sup>2</sup> )	0,00	0,00	0,00	0,00
	Forza Orizzontale nel piano del muro	hp (kN/m)	28,01	36,41	30,81	
	Forza Orizzontale in Testa	fp (kN/m)	101,61	132,09	111,77	
	Forza Verticale in Testa	vp (kN/m)	155,01	155,01	139,51	
	Momento in Testa	mp (kNm/m)	0,00	0,00	0,00	
	Momento in Testa nel piano del muro	cp (kNm/m)	190,74	247,97	209,82	
	Eccentricità rispetto alla mezzera dello spessore	ep (m)	0,250			
	Eccentricità dei carichi (altezza baggiolo)	ez,p (m)	0,350			
	Momento in Testa considerando eccentricità	mp (kNm/m)	74,32	96,61	81,75	
	Momento in Testa nel piano del muro consid. eccentricità	cp (kNm/m)	200,55	260,71	220,60	
Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale	q (kN/m <sup>2</sup> )	0,00	0,00	0,00	
	Forza Orizzontale accidentale nel piano del muro	h (kN/m)	0,00	0,00	0,00	
	Forza Orizzontale in Testa accidentale	f (kN/m)	0,00	0,00	0,00	
	Forza Verticale in Testa accidentale	v (kN/m)	0,00	0,00	0,00	
	Momento in Testa accidentale	m (kNm/m)	0,00	0,00	0,00	
	Momento in Testa accidentale nel piano del muro	c (kNm/m)	0,00	0,00	0,00	
	Eccentricità rispetto alla mezzera dello spessore	e (m)	0,000			
	Eccentricità dei carichi (altezza baggiolo)	ez (m)	0,000			
	Momento in Testa accidentale considerando eccentricità	m (kNm/m)	0,00	0,00	0,00	
	Momento in Testa accidentale nel piano del muro con eccentric.	c (kNm/m)	0,00	0,00	0,00	
Condizioni Sismiche	Coeff. di combinazione		condiz. frequente $\psi1$	0,75	condiz. quasi permanente $\psi2$	0,00
	Sovraccarico Accidentale	qs (kN/m <sup>2</sup> )	5,00			
	Forza Orizzontale sismico nel piano del muro	hs (kN/m)	0,00			
	Forza Orizzontale in Testa sismico	fs (kN/m)	0,00			
	Forza Verticale in Testa sismico	vs (kN/m)	0,00			
	Momento in Testa sismico	ms (kNm/m)	0,00			
	Momento in Testa sismico nel piano del muro	cs (kNm/m)	0,00			
	Eccentricità rispetto alla mezzera dello spessore	es (m)	0,000			
	Eccentricità dei carichi (altezza baggiolo)	ez,s (m)	0,000			
	Momento in Testa sismico considerando eccentricità	ms (kNm/m)	0,00			
Momento in Testa sismico nel piano del muro con eccentricità	cs (kNm/m)	0,00				

**Definizione dell'azione sismica**

Dati Sismici	Accelerazione sismica	$a_g/g$	0,330	(-)
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	$S_s$	1,08	(-)
	Coefficiente Amplificazione Topografico	$S_T$	1,00	(-)
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	$\beta_s$	1,00	(-)
	Coefficiente sismico orizzontale	$k_h$	0,356	(-)
	Coefficiente sismico verticale	$k_v$	0,178	(-)
	Angolo d'inclinazione della spinta sismica sisma -	$\theta^- = \arctg(k_h/(1-k_v))$	23,45	(°)
	Angolo d'inclinazione della spinta sismica sisma +	$\theta^+ = \arctg(k_h/(1+k_v))$	16,83	(°)
	Muro libero di traslare o ruotare:		No	
	Distribuzione della spinta:		Uniforme	
Usare la Spinta a Riposo (Statico) e la teoria di Wood (Sisma)?:		Si		

**Definizione dei coefficienti di spinta**

Coefficienti di Spinta	SLE		STR/GEO		EQU	
Coeff. di Spinta Attiva Statico	$K_a$	0,301	0,301	0,301	0,370	0,370
Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	$K_{as+}$	0,566	0,566	0,566	0,685	0,685
Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	$K_{as-}$	0,787	0,787	0,787	1,048	1,048
Coeff. Di Spinta Passiva Statico	$K_p$	4,023	4,023	4,023	3,135	3,135
Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	$K_{ps+}$	2,412	2,412	2,412	1,885	1,885
Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	$K_{ps-}$	2,081	2,081	2,081	1,478	1,478

**Spinta definita da utente**

Considerare una spinta definita da utente in condizioni statiche?	No			
Punto di applicazione della spinta Statica (dal piano di posa della fondazione)	$h_{stat}$	0,00 (m)		
Spinta caratteristica in condizione Statica	$S_{st,stat}$	(kN/m)	SLE 0,00	STR/GEO 0,00 EQU 0,00
Considerare una spinta definita da utente in condizioni sismiche?	No			
Punto di applicazione della spinta Sismica (dal piano di posa della fondazione)	$h_{sism}$	0,00 (m)		
Incremento di Spinta Sismica sisma +	$S_{st,sism+}$	(kN/m)	SLE 0,00	STR/GEO 0,00 EQU 0,00
Incremento di Spinta Sismica sisma -	$S_{st,sism-}$	(kN/m)	SLE 0,00	STR/GEO 0,00 EQU 0,00

**FORZE VERTICALI**

		SLE	STR/GEO	EQU
- Peso del Muro (Pm)				
$P_{m1} = (B2^2 \cdot H3^2 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
$P_{m2} = (B3^2 \cdot H3^2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	147,50	147,50	132,75
$P_{m3} = (B4^2 \cdot H3^2 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
$P_{m4} = (B^2 \cdot H2^2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	129,38	129,38	116,44
$P_{m5} = (Bd^2 \cdot Hd^2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
$P_{m6} = (Bp^2 \cdot Hp^2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	35,00	35,00	31,50
$P_m = P_{m1} + P_{m2} + P_{m3} + P_{m4} + P_{m5} + P_{m6}$	(kN/m)	311,88	311,88	280,69

- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)				
$P_{t1} = (B5^2 \cdot (H3 + Hp) \cdot \gamma_r)$	(kN/m)	142,03	142,03	127,82
$P_{t2} = (0,5^2 \cdot (B4 + B5) \cdot H4 \cdot \gamma_r)$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
$P_{t3} = (B4^2 \cdot H3^2 \cdot \gamma_r)/2$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
$P_{t4} = (B4^2 \cdot Hp^2 \cdot \gamma_r)$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
$S_{ovr} = qp \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
$P_t = P_{t1} + P_{t2} + P_{t3} + P_{t4} + S_{ovr}$	(kN/m)	142,03	142,03	127,82

- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro				
Sovr acc. Stat $q \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	0,00	0,00	
Sovr acc. Sism $q_s \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	6,50		

**MOMENTI DELLE FORZE VERT. RISPETTO AL PIEDE DI VALLE DEL MURO**

		SLE	STR/GEO	EQU
- Muro (Mm)				
$M_{m1} = P_{m1} \cdot (B1 + 2/3 \cdot B2)$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
$M_{m2} = P_{m2} \cdot (B1 + B2 + 0,5^2 \cdot B3)$	(kNm/m)	324,50	324,50	292,05
$M_{m3} = P_{m3} \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
$M_{m4} = P_{m4} \cdot (B/2)$	(kNm/m)	291,09	291,09	261,98
$M_{m5} = P_{m5} \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
$M_{m6} = P_{m6} \cdot (B1 + B2 - B3 - Bp/2)$	(kNm/m)	103,25	103,25	92,93
$M_m = M_{m1} + M_{m2} + M_{m3} + M_{m4} + M_{m5} + M_{m6}$	(kNm/m)	718,84	718,84	646,96

- Riempimento e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro				
$M_{t1} = P_{t1} \cdot (B1 + B2 + B3 + B4 + 0,5^2 \cdot B5)$	(kNm/m)	546,80	546,80	492,12
$M_{t2} = P_{t2} \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
$M_{t3} = P_{t3} \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
$M_{t4} = P_{t4} \cdot (B1 + B2 + B3 + B4/2)$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
$M_{sovr} = S_{ovr} \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
$M_t = M_{t1} + M_{t2} + M_{t3} + M_{sovr}$	(kNm/m)	546,80	546,80	492,12

- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro				
Sovr acc. Stat $q \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	0,00	0,00	
Sovr acc. Sism $q_s \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	25,03		

**INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO**

- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)				
$P_s h = P_m \cdot k_h$	(kN/m)		111,15	
$P_s v = P_m \cdot k_v$	(kN/m)		55,58	
- Inerzia orizzontale e verticale del terrapieno a tergo del muro (Pts)				
$P_{ts} h = P_t \cdot k_h$	(kN/m)		50,62	
$P_{ts} v = P_t \cdot k_v$	(kN/m)		25,31	

<b>- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs h)</b>		
MPs1 h=	$kh \cdot Pm1 \cdot (H2 + H3/3)$	(kNm/m) 0,00
MPs2 h=	$kh \cdot Pm2 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m) 137,99
MPs3 h=	$kh \cdot Pm3 \cdot (H2 + H3/3)$	(kNm/m) 0,00
MPs4 h=	$kh \cdot Pm4 \cdot (H2/2)$	(kNm/m) 26,51
MPs5 h=	$-kh \cdot Pm5 \cdot (Hd/2)$	(kNm/m) 0,00
MPs6 h=	$kh \cdot Pm6 \cdot (H3 + Hp/2)$	(kNm/m) 36,80
MPs h=	MPs1h + MPs2h + MPs3h + MPs4h + MPs5h + MPs6h	(kNm/m) 201,30
<b>- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs v)</b>		
MPs1 v=	$kv \cdot Pm1 \cdot (B1 + 2/3 \cdot B2)$	(kNm/m) 0,00
MPs2 v=	$kv \cdot Pm2 \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m) 57,83
MPs3 v=	$kv \cdot Pm3 \cdot (B1 + B2 + B3 + B4/3)$	(kNm/m) 0,00
MPs4 v=	$kv \cdot Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m) 51,87
MPs5 v=	$kv \cdot Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m) 0,00
MPs6 v=	$kv \cdot Pm6 \cdot (B1 + B2 - B3 - Bp/2)$	(kNm/m) 18,40
MPs v=	MPs1v + MPs2v + MPs3v + MPs4v + MPs5v	(kNm/m) 128,10
<b>- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts h)</b>		
MPts1 h=	$kh \cdot Pt1 \cdot (H2 + (H3 + Hp)/2)$	(kNm/m) 203,74
MPts2 h=	$kh \cdot Pt2 \cdot (H2 + H3 + Hp + H4/3)$	(kNm/m) 0,00
MPts3 h=	$kh \cdot Pt3 \cdot (H2 + H3 \cdot 2/3)$	(kNm/m) 0,00
MPts4 h=	$kh \cdot Pt4 \cdot (H2 + H3 + Hp/2)$	(kNm/m) 0,00
MPts h=	MPts1h + MPts2h + MPts3h + MPts4h	(kNm/m) 203,74
<b>- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts v)</b>		
MPts1 v=	$kv \cdot Pt1 \cdot (B - B5/2)$	(kNm/m) 97,44
MPts2 v=	$kv \cdot Pt2 \cdot (B - B5/3)$	(kNm/m) 0,00
MPts3 v=	$kv \cdot Pt3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot B4)$	(kNm/m) 0,00
MPts4 v=	$kv \cdot Pt4 \cdot (B1 + B2 + B3 + B4/2)$	(kNm/m) 0,00
MPts v=	MPts1v + MPts2v + MPts3v	(kNm/m) 97,44

### CONDIZIONE SISMICA +

#### SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

<b>- Spinta condizione sismica +</b>				
Sst1 stat =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H2 + H3 + Hp + H4 + Hd) \cdot ka$	(kN/m) 143,50	143,50	176,34
Sst1 sism =	$\gamma \cdot (H2 + H3 + Hp + H4 + Hd) \cdot (1 + kv) \cdot kh \cdot Fp$	(kN/m) 383,85	383,85	383,85
Ssq1 perm=	$qp \cdot (H2 + H3 + Hp + H4 + Hd) \cdot kas^*$	(kN/m) 0,00	0,00	0,00
Ssq1 acc =	$qs \cdot (H2 + H3 + Hp + H4 + Hd) \cdot kas^*$	(kN/m) 19,52	19,52	23,62
<b>- Componente orizzontale condizione sismica +</b>				
Sst1h stat =	Sst1 stat * cosδ	(kN/m) 138,61	138,61	172,23
Sst1h sism =	Sst1 sism * cosδ	(kN/m) 370,77	370,77	374,90
Ssq1h perm=	Ssq1 perm * cosδ	(kN/m) 0,00	0,00	0,00
Ssq1h acc=	Ssq1 acc * cosδ	(kN/m) 18,85	18,85	23,07
<b>- Componente verticale condizione sismica +</b>				
Sst1v stat =	Sst1 stat * senδ	(kN/m) 37,14	37,14	37,85
Sst1v sism =	Sst1 sism * senδ	(kN/m) 99,35	99,35	82,40
Ssq1v perm=	Ssq1 perm * senδ	(kN/m) 0,00	0,00	0,00
Ssq1v acc=	Ssq1 acc * senδ	(kN/m) 5,05	5,05	5,07
<b>- Spinta passiva sul dente</b>				
Sp =	$\frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot (1 + kv) \cdot Hd^2 \cdot kps^* + (2 \cdot c_1 \cdot kps^{0,5} + \gamma_1 \cdot (1 + kv) \cdot kps \cdot H2) \cdot Hd$	(kN/m) 0,00	0,00	0,00

#### ANCORAGGI

<b>- Ancoraggi</b>				
Fa1v =	Fa1 * senζ1	(kN/m) 136,81	136,81	123,13
Fa1h =	Fa1 * cosζ1	(kN/m) 375,88	375,88	338,29
Fa2v =	Fa2 * senζ2	(kN/m) 0,00	0,00	0,00
Fa2h =	Fa2 * cosζ2	(kN/m) 0,00	0,00	0,00

#### MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

<b>- Condizione sismica +</b>				
MSst1 stat =	Sst1h stat * ((H2 + H3 + Hp + H4 + Hd) / 3 - Hd)	(kNm/m) 318,81	318,81	396,13
MSst1 sism=	Sst1h sism * ((H2 + H3 + Hp + H4 + Hd) / 2 - Hd)	(kNm/m) 1279,14	1279,14	1293,40
MSst2 stat =	Sst1v stat * B	(kNm/m) 167,14	167,14	170,34
MSst2 sism =	Sst1v sism * B	(kNm/m) 447,06	447,06	370,78
MSsq1 =	Ssq1h * ((H2 + H3 + Hp + H4 + Hd) / 2 - Hd)	(kNm/m) 65,05	65,05	79,58
MSsq2 =	Ssq1v * B	(kNm/m) 22,73	22,73	22,81
MSp =	$\gamma_1 \cdot Hd^3 \cdot kps^* / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot kps^{0,5} + \gamma_1 \cdot kps \cdot H2) \cdot Hd^2 / 2$	(kNm/m) 0,00	0,00	0,00

#### MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 =	mp + ms	(kNm/m) 74,32
Mfext2 =	(fp + fs) * (H3 + H2)	(kNm/m) 416,58
Mfext3 =	(vp + vs) * (B1 + B2 + B3/2)	(kNm/m) 341,03
Mfext4 =	(hp + hs) * (H3 + H2)	(kNm/m) 114,83
Mfext5 =	cp + cs	(kNm/m) 200,55

#### MOMENTI DOVUTI AGLI ANCORAGGI

Ma1v =	Fa1v * (B1 + B2 - Ha1 * tg(nv))	(kNm/m) 164,17	164,17	147,75
Ma1h =	Fa1h * (H2 + H3 - Ha1)	(kNm/m) 1315,57	1315,57	1184,01
Ma2v =	Fa2v * (B1 + B2 - Ha2 * tg(nv))	(kNm/m) 0,00	0,00	0,00
Ma2h =	Fa2h * (H2 + H3 - Ha2)	(kNm/m) 0,00	0,00	0,00

### VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)			
N	=	$P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} + Fa_{1v} + Fa_{2v}$	968,15 (kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)			
T <sub>b</sub>	=	$S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - Fa_{1h} - Fa_{2h}$	415,73 (kN/m)
T <sub>l</sub>	=	$h_p + h_s$	28,01 (kN/m)
T	=	$\sqrt{(T_b^2 + T_l^2)}$	416,68 (kN/m)
Coefficiente di attrito alla base (f)			
f	=	$tg\phi_1'$	0,70 (-)

<b>Fs scorrimento</b>	<b>(N*f + Sp) / T</b>	<b>1,63</b>	<b>&gt;</b>	<b>1,10</b>
-----------------------	-----------------------	-------------	-------------	-------------

### VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)			
Ms	=	$M_m + M_t + M_{fext3} + Ma_{1v} + M_{1ah} + Ma_{2v} + Ma_{2h}$	3086,41 (kNm/m)
Momento ribaltante (Mr)			
Mr	=	$MS_{st} + MS_{sq} + M_{fext1} + M_{fext2} + MS_p + MP_s + M_{pts}$	1875,57 (kNm/m)

<b>Fs ribaltamento</b>	<b>Ms / Mr</b>	<b>1,65</b>	<b>&gt;</b>	<b>1,00</b>
------------------------	----------------	-------------	-------------	-------------

### VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)			
N	=	$P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} + (Sovr\ acc) + Fa_{1v} + Fa_{2v}$	Nmin 968,15    Nmax <sup>1</sup> 974,65 (kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)			
T <sub>b</sub>	=	$S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - Fa_{1h} - Fa_{2h} - Sp$	416,68 (kN/m)
T <sub>l</sub>	=	$h_s + h_p$	28,01 (kN/m)
T	=	$S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - Sp$	417,62 (kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)			
MM <sub>b</sub>	=	$\sum M_{bi}$	1389,93    1414,96 (kNm/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)			
MM <sub>l</sub>	=	$\sum M_{li}$	315,37    315,37 (kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)			
M <sub>b</sub>	=	$X_c \cdot N - MM_b$	788,40    778,00 (kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)			
M <sub>l</sub>	=	MM <sub>l</sub>	315,37    315,37 (kNm/m)

### Formula Generale per il Calcolo del Carico Limite Unitario (Vesic, 1975)

$$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot i_c \cdot q_c \cdot s_c \cdot z_c + q_0 \cdot N_q \cdot i_q \cdot q_q \cdot s_q \cdot z_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot 1 \cdot B \cdot N_{\gamma} \cdot i_{\gamma} \cdot v_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot z_{\gamma}$$

c <sub>1</sub>	coesione terreno di fondaz.	50,00	(kN/m <sup>2</sup> )
φ <sub>1</sub>	angolo di attrito terreno di fondaz.	37,00	(°)
γ <sub>1</sub>	peso unità di volume terreno fondaz.	21,00	(kN/m <sup>3</sup> )
q <sub>0</sub> = γ <sub>d</sub> · H <sub>2</sub>	sovraccarico stabilizzante	0,00	(kN/m <sup>2</sup> )
eb = M / N	eccentricità	0,81	0,80 (m)
B' = B - 2eb	larghezza equivalente	2,87	2,90 (m)
el = M <sub>l</sub> / N	eccentricità	0,33	0,32 (m)
L' = L - 2el	larghezza equivalente	10,00	10,00 (m)

I valori di N<sub>c</sub>, N<sub>q</sub> e N<sub>γ</sub> sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

N <sub>q</sub> = tg <sup>2</sup> (45 + φ <sub>1</sub> /2) · e <sup>(m · tg(φ<sub>1</sub>))</sup>	(1 in cond. nd)	42,92	(-)
N <sub>c</sub> = (N <sub>q</sub> - 1) / tg(φ <sub>1</sub> )	(2+p in cond. nd)	55,63	(-)
N <sub>γ</sub> = 2(N <sub>q</sub> + 1) · tg(φ <sub>1</sub> )	(0 in cond. nd)	66,19	(-)

I valori di  $i_c$ ,  $i_q$  e  $i_y$  sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$mb = (2+B'/L') / (1+B'/L')$	1,78	1,78	(-)
$ml = (2+L'/B') / (1+L'/B')$	1,22	1,22	(-)
$\theta = \arctg(Tb/Tl)$	86,15	86,15	(°)
$m\theta = ml^2 \cos^2 \theta + mb^2 \sin^2 \theta$	1,77	1,77	(-)
$i_q = (1 - T/(N + B'^2 \cot \phi^2))^m$ (1 in cond. nd)	0,452	0,456	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q)/(Nc \cdot \tan \phi^2)$	0,439	0,443	(-)
$i_y = (1 - T/(N + B'^2 \cot \phi^2))^{m+1}$	0,289	0,293	(-)

I valori di  $g_c$ ,  $g_q$  e  $g_y$  sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$g_q = \cos \varepsilon \cdot (1 - \tan \varepsilon)^2$	1,000		(-)
$g_c = g_q - (1 - g_q) / (Nc \cdot \tan \phi^2)$	1,000		(-)
$g_y = g_q / \cos \varepsilon$	1,000		(-)

I valori di  $s_c$ ,  $s_q$  e  $s_y$  sono stati valutati con le espressioni suggerite da de Beer (1967)

$s_q = 1 + B'/L' \cdot \tan(\phi^2)$	1,216		(-)
$s_c = 1 + (B'/L') \cdot (Nq/Nc)$	1,222		(-)
$s_y = 1 - 0,4 \cdot B'/L'$	0,885		(-)

I valori di  $z_c$ ,  $z_q$  e  $z_y$  sono stati valutati con le espressioni suggerite da Paolucci e Pecker (1997)

$z_q = (1 - kh/\tan \phi^2)^{0,35}$	0,799		(-)
$z_c = 1 - 0,36 \cdot k_h$	0,872		(-)
$z_y = z_q$	0,799		(-)

$q_{lim}$  (carico limite unitario) 1709,87 1730,89 (kN/m<sup>2</sup>)

<b>FS carico limite</b>	<b>F = <math>q_{lim} \cdot B' \cdot L' / (N \cdot L)</math></b>	<b>Nmin</b>	<b>4,76</b>	<b>&gt;</b>	<b>1,40</b>
		<b>Nmax</b>	<b>4,84</b>	<b>&gt;</b>	

### CONDIZIONE SISMICA -

#### SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica -

		SLE	STR/GEO	EQU
Sst1 stat = $0,5 \cdot \gamma^2 \cdot (H_2+H_3+H_p+H_4+H_d)^2 \cdot ka$	(kN/m)	143,50	143,50	176,34
Sst1 sism = $\gamma^2 \cdot (H_2+H_3+H_p+H_4+H_d)^2 \cdot (1-kv) \cdot kh \cdot Fp$	(kN/m)	267,73	267,73	267,73
Ssq1 perm = $qp \cdot (H_2+H_3+H_p+H_4+H_d) \cdot kas'$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Ssq1 acc = $qs \cdot (H_2+H_3+H_p+H_4+H_d) \cdot kas'$	(kN/m)	27,16	27,16	36,16

- Componente orizzontale condizione sismica -

Sst1h stat = Sst1 stat * $\cos \delta$	(kN/m)	138,61	138,61	172,23
Sst1h sism = Sst1 sism * $\cos \delta$	(kN/m)	258,61	258,61	261,49
Ssq1h perm = Ssq1 perm * $\cos \delta$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Ssq1h acc = Ssq1 acc * $\cos \delta$	(kN/m)	26,23	26,23	35,32

- Componente verticale condizione sismica -

Sst1v stat = Sst1 stat * $\sin \delta$	(kN/m)	37,14	37,14	37,85
Sst1v sism = Sst1 sism * $\sin \delta$	(kN/m)	69,29	69,29	57,47
Ssq1v perm = Ssq1 perm * $\sin \delta$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Ssq1v acc = Ssq1 acc * $\sin \delta$	(kN/m)	7,03	7,03	7,76

- Spinta passiva sul dente

$S_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot (1-kv) \cdot H_d^2 \cdot kps + (2 \cdot c_1 \cdot kps^{0,5} + \gamma_1 \cdot (1-kv) \cdot kps \cdot H_2) \cdot H_d$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	--------	------	------	------

#### ANCORAGGI

- Ancoraggi

Fa1v = $Fa1 \cdot \sin \zeta_1$	(kN/m)	136,81	136,81	123,13
Fa1h = $Fa1 \cdot \cos \zeta_1$	(kN/m)	375,88	375,88	338,29
Fa2v = $Fa2 \cdot \sin \zeta_2$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Fa2h = $Fa2 \cdot \cos \zeta_2$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00

#### MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica -

		SLE	STR/GEO	EQU
MSst1 stat = Sst1h stat * $((H_2+H_3+H_p+H_4+hd)/3-hd)$	(kNm/m)	318,81	318,81	396,13
MSst1 sism = Sst1h sism * $((H_2+H_3+H_p+H_4+hd)/2-Hd)$	(kNm/m)	892,21	892,21	902,15
MSst2 stat = Sst1v stat * B	(kNm/m)	167,14	167,14	170,34
MSst2 sism = Sst1v sism * B	(kNm/m)	311,83	311,83	258,62
MSsq1 = Ssq1h * $((H_2+H_3+H_p+H_4+hd)/2-Hd)$	(kNm/m)	90,49	90,49	121,84
MSsq2 = Ssq1v * B	(kNm/m)	31,63	31,63	34,93
MSp = $\gamma_1 \cdot H_d^3 \cdot kps^2 / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot kps + \gamma_1 \cdot kps \cdot H_2) \cdot H_d^2 / 2$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00

**MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE**

Mfext1 =	mp + ms	(kNm/m)	74,32
Mfext2 =	(fp+fs) * (H3 + H2)	(kNm/m)	416,58
Mfext3 =	(vp+vs) * (B1 +B2 + B3/2)	(kNm/m)	341,03
Mfext4 =	(hp + hs) * (H3 + H2)	(kNm/m)	114,83
Mfext5 =	cp + cs	(kNm/m)	200,55

**MOMENTI DOVUTI AGLI ANCORAGGI**

Ma1v =	Fa1v*(B1+B2-Ha1*tg(ηv))	(kNm/m)	164,17	164,17	147,75
Ma1h =	Fa1h*(H2+H3-Ha1)	(kNm/m)	1315,57	1315,57	1184,01
Ma2v =	Fa2v*(B1+B2-Ha2*tg(ηv))	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
Ma2h =	Fa2h*(H2+H3-Ha2)	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00

**VERIFICA ALLO SCORRIMENTO**

Risultante forze verticali (N)			
N =	Pm + Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv + Fa1v + Fa2v	778,30	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)			
Tb =	Sst1h + Ssq1h + fp + fs +Ps h + Ptsh - Fa1h - Fa2h	310,95	(kN/m)
Tl =	hp + hs	28,01	(kN/m)
T =	$\sqrt{(Tb^2 + Tl^2)}$	312,21	(kN/m)
Coefficiente di attrito alla base (f)			
f =	tgφ1'	0,70	(-)

<b>Fs scorrimento</b>	<b>(N'f + Sp) / T</b>	<b>1,75</b>	<b>&gt;</b>	<b>1,10</b>
-----------------------	-----------------------	-------------	-------------	-------------

**VERIFICA AL RIBALTAMENTO**

Momento stabilizzante (Ms)			
Ms =	Mm + Mt + Mfext3 + Ma1v + Ma1h + Ma2v + Ma2h	3086,41	(kNm/m)
Momento ribaltante (Mr)			
Mr =	MSst + MSsq + Mfext1 + Mfext2 + MSp + MPp + Mpts	2077,71	(kNm/m)

<b>Fs ribaltamento</b>	<b>Ms / Mr</b>	<b>1,49</b>	<b>&gt;</b>	<b>1,00</b>
------------------------	----------------	-------------	-------------	-------------

**VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE**

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax <sup>*</sup>	
N =	Pm + Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv + Fa1v + Fa2v	778,30	784,80	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
Tb =	Sst1h + Ssq1h + fp + fs +Ps h + Ptsh - Fa1h - Fa2h - Sp	312,21		(kN/m)
Tl =	hp + hs	28,01		(kN/m)
T =	$\sqrt{(Tb^2 + Tl^2)}$	313,47		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MMb =	$\sum Mbi$	1174,01	1199,03	(kNm/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MMl =	$\sum Mli$	315,37	315,37	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
Mb =	Xc*N - MMb	577,17	566,77	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
Ml =	MMl	315,37	315,37	(kNm/m)

**Formula Generale per il Calcolo del Carico Limite Unitario (Vesic, 1975)**

$$q_{lim} = c'N_c'ic'gc'sc'zc + q_0'N_q'iq'qq'sq'zq + 0,5'v_1'B'N_y'iy'qv'sy'zy$$

c'	coesione terreno di fondaz.	50,00		(kN/m <sup>2</sup> )
φ1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	37,00		(°)
γ1	peso unità di volume terreno fondaz.	21,00		(kN/m <sup>3</sup> )
q <sub>0</sub> = γd * H2'	sovraccarico stabilizzante	0,00		(kN/m <sup>2</sup> )
e = M / N	eccentricità	0,74	0,72	(m)
B' = B - 2eb	larghezza equivalente	3,02	3,06	(m)
el = Ml / N	eccentricità	0,41	0,40	(m)
L' = L - 2el	larghezza equivalente	9,84	9,85	(m)

I valori di Nc, Nq e Ny sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

Nq = tg <sup>2</sup> (45 + φ1'/2)*e <sup>(m'tg(φ1'))</sup>	(1 in cond. nd)	42,92	(-)
Nc = (Nq - 1) / tgφ1'	(2+p in cond. nd)	55,63	(-)
Ny = 2(Nq + 1) * tgφ1'	(0 in cond. nd)	66,19	(-)

I valori di  $i_c$ ,  $i_q$  e  $i_y$  sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$mb = (2+B'/L') / (1+B'/L')$	1,77	1,76	(-)
$ml = (2+L'/B') / (1+L'/B')$	1,23	1,24	(-)
$\theta = \arctg(Tb/\Pi)$	90,00	90,00	(°)
$m\theta = ml \cdot \cos^2\theta + mb \cdot \sin^2\theta$	1,77	1,76	(-)
$i_q = (1 - T/(N + B \cdot c' \cdot \cot\phi'))^m$ (1 in cond. nd)	0,506	0,510	(-)
$i_c = i_q \cdot (1 - i_q)/(Nc' \cdot \tan\phi')$	0,494	0,498	(-)
$i_y = (1 - T/(N + B \cdot c' \cdot \cot\phi'))^{m+1}$	0,344	0,348	(-)

I valori di  $g_c$ ,  $g_q$  e  $g_y$  sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$g_q = \cos\varepsilon \cdot (1 - \tan\varepsilon)^2$	1,000		(-)
$g_c = g_q - (1 - g_q) / (Nc' \cdot \tan\phi')$	1,000		(-)
$g_y = g_q / \cos\varepsilon$	1,000		(-)

I valori di  $s_c$ ,  $s_q$  e  $s_y$  sono stati valutati con le espressioni suggerite da de Beer (1967)

$s_q = 1 + B'/L' \cdot \tan(\phi')$	1,231		(-)
$s_c = 1 + (B'/L') \cdot (Nq/Nc)$	1,237		(-)
$s_y = 1 - 0,4 \cdot B'/L'$	0,877		(-)

I valori di  $z_c$ ,  $z_q$  e  $z_y$  sono stati valutati con le espressioni suggerite da Paolucci e Pecker(1997)

$z_q = (1 - kh/\tan\phi')^{0,35}$	0,799		(-)
$z_c = 1 - 0,36 \cdot kh$	0,872		(-)
$z_y = z_q$	0,799		(-)

$q_{lim}$	(carico limite unitario)	1986,20	2012,47	(kN/m <sup>2</sup> )
-----------	--------------------------	---------	---------	----------------------

<b>FS carico limite</b>	<b>F = <math>q_{lim} \cdot B' \cdot L' / (N \cdot L)</math></b>	Nmin	<b>7,11</b>	>	<b>1,40</b>
		Nmax	<b>7,24</b>	>	

## 9.4 Verifiche di stabilità globale

La verifica della stabilità è stata effettuata secondo la combinazione A2+M2+R2, secondo quanto previsto al paragrafo 6.8.2. delle Norme tecniche per le costruzioni; i parametri di resistenza del terreno sono ridotti tramite i coefficienti parziali del gruppo M2, il coefficiente  $\gamma_R$  sulla resistenza globale (R2) è pari a 1.1 e le azioni variabili sono amplificate con i coefficienti del gruppo A2.

Le analisi di stabilità sono state effettuate utilizzando un modello basato sulla teoria dell'equilibrio limite, implementato nel codice di calcolo SLOPE/W della GEOSLOPE International Ltd. Le verifiche sono state eseguite cercando tra le superfici di scorrimento cinematicamente possibili quella critica alla quale compete il grado di sicurezza più basso, espresso come rapporto tra resistenza al taglio disponibile e quella effettivamente mobilitata dal volume di terreno coinvolto nel movimento.

Il metodo di calcolo è quello delle strisce; in particolare si farà riferimento al metodo di Morgenstern & Price per il quale le forze d'interstriscia sono state assunte secondo la distribuzione Half-Sine.

L'azione sollecitante è determinata valutando la massima pressione di contatto della fondazione superficiale, applicata considerando gli effetti di riduzione dell'area di carico per la presenza delle azioni flettenti all'intradosso fondazione.

Ovviamente l'azione del plinto sul pendio in roccia è di tipo tridimensionale mentre le verifiche svolte attraverso l'ausilio del software sono invece effettuate in condizioni di stato piano; l'assunzione di tale ipotesi garantisce una valutazione conservativa del fattore di sicurezza.

Oltre allo scarico del plinto, viene applicata, a norma delle N.T.C., l'azione sismica sul pendio stesso (cfr. 7.11.3.5.1 N.T.C.).

La stabilità in condizioni sismiche è stata verificata applicando al volume di terreno delimitato dalla superficie libera e dalla più sfavorevole delle superfici di potenziale scorrimento le forze d'inerzia dovute all'azione sismica:

$$F_H = k_h \times W$$

$$F_V = k_v \times W$$

dove:

$F_H$  = risultante orizzontale delle forze d'inerzia applicate al baricentro della massa potenzialmente instabile

$F_V$  = risultante verticale delle forze d'inerzia applicate al baricentro della massa potenzialmente instabile

$W$  = peso della massa potenzialmente instabile

$$k_h = 0.10$$

$$k_v = 0.05$$

Per l'ammasso roccioso è stato assunto un legame costitutivo rigido-plastico con criterio di rottura di Mohr-Coulomb; nelle analisi è stato considerato un peso di volume di  $26 \text{ kN/m}^3$ , un angolo di attrito di  $37^\circ$  ed una coesione pari a  $130 \text{ kPa}$ . Per il terreno a tergo della spalla è stato assunto un peso di volume pari a  $20 \text{ kN/m}^3$ , una coesione nulla e un angolo di attrito pari a  $30^\circ$ .

Nella tabella sono riassunti i risultati ottenuti delle analisi di stabilità in termini di coefficienti di sicurezza mentre nelle figure che seguono è rappresentato il modello geometrico delle sezioni analizzate con indicazione delle superfici di scorrimento più critiche.

Tabella 16: Fattori di sicurezza stabilità globale

Verifiche	FS
Sismica	1.81

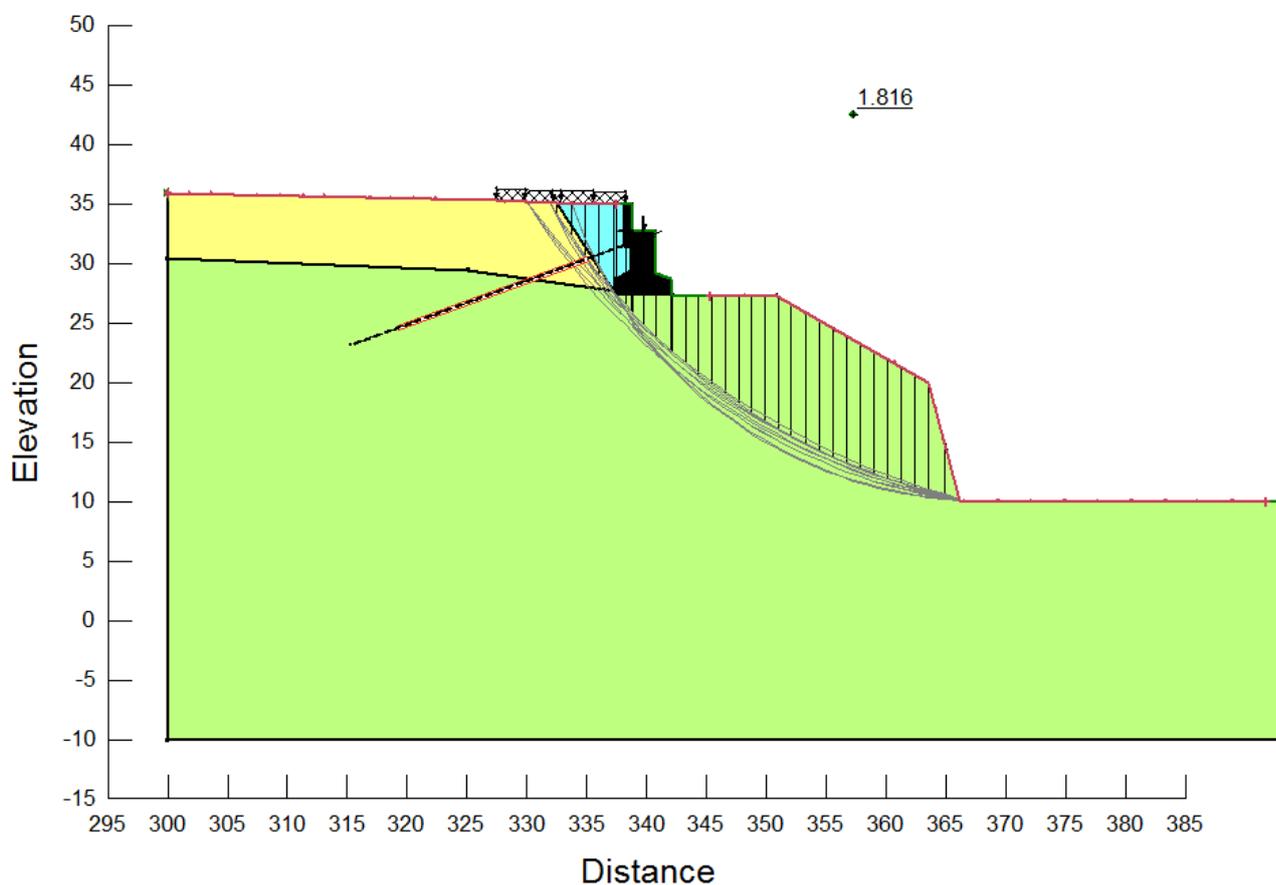


Figura 13: Spalla - Condizioni sismiche -  $F_s : 1.81$

## 9.5 Verifiche degli ancoraggi

Per contrastare l'azioni orizzontali che agiscono sulle spalle in condizioni sismiche, sono stati previsti micropali (ancoraggi passivi) inclinati di circa 20° rispetto l'orizzontale, del tipo TITAN 103/78 (vedi tabella sottostante), da ancorarsi sul realizzando cordolo in calcestruzzo armato di ciascuna spalla. Gli ancoraggi hanno una lunghezza complessiva pari a 25 m.

*Tabella 17: Caratteristiche dei micropali tipo TITAN*

Descrizione	Unità di misura	TITAN 30/16	TITAN 30/11	TITAN 40/20	TITAN 40/16	TITAN 52/26	TITAN 73/56	TITAN 73/53	TITAN 73/45	TITAN 73/35	TITAN 103/78	TITAN 103/51	TITAN 103/43	TITAN 127/103	TITAN 196/130
Diametro nominale $D_{\text{acciaio}}$ esterno	mm	30	30	40	40	52	73	73	73	73	103	103	103	127	196
Diametro nominale $D_{\text{acciaio}}$ interno	mm	16	11	20	16	26	56	53	45	35	78	51	43	103	130
Sezione effettiva $A_{\text{eff}}$	mm <sup>2</sup>	340	415	730	900	1250	1360	1615	2239	2714	3140	5680	6025	3475	16200
Carico di rottura $F_{\text{r}}$	kN	245	320	540	660	925	1035	1160	1575	1865	2270	3660	4155	2320 <sup>a</sup>	10300
Resistenza caratteristica $F_{\text{Rk}}$ secondo omologazione DiBt <sup>1)</sup>	kN	155 <sup>2)</sup>	225 <sup>3)</sup> (250)	372	490	650	695 <sup>2)</sup>	900	1218	1386	1626	2500	3015 <sup>3)</sup>	1800 <sup>3)</sup>	7040
Forza al limite di snervamento - allungamento al 0,2% - (valore medio) $F_{\text{0,2\%}}$	kN	190	260	425	525	730	830	970	1270	1430	1800	2670	3398	2030	7152
Rigidità assiale $E \cdot A^2)$	10 <sup>3</sup> kN	63	83	135	167	231	251	299	414	502	580	1022	1202	640	3310
Rigidità alla flessione $E \cdot I^2)$	10 <sup>6</sup> kNmm <sup>2</sup>	3.7	4.6	15	17	42	125	143	178	195	564	794	838	1163	11037
Peso	kg/m	2.7	3.29	5.8	7.17	9.87	10.75	13.75	17.8	21.0	25.3	44.6	47.3	28.9	127.5
Lunghezze standard	m	3	2/3/4	3/4	2/3/4	3	6.25	3	3	3	3	3	3	3	3
Filettatura sinistrorsa/ destrorsa	-	sin.	sin.	sin.	sin.	sin. e des.	des.	des.	des.	des.	des.	des.	des.	des.	des.

Per la verifica degli ancoraggi sono stati considerati i seguenti stati limite:

### SLU di tipo strutturale (STR) per raggiungimento della resistenza della barra:

il massimo tiro negli ancoraggi è stato confrontato con la massima forza sopportabile dalla stessa pari a  $N_{\text{Rd}} = N_{\text{Rk}} / \gamma_s = 1413.91 \text{ kN}$

dove:

$N_{\text{Rk}}$  è la resistenza caratteristica secondo omologazione DiBt pari a 1626 kN

$\gamma_s$  è il coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio = 1.15.

Il valore massimo della forza negli ancoraggi vale  $N_{\text{Sd}} = 1100 \text{ kN}$ , minore quindi della resistenza di

calcolo; le verifiche risultano dunque soddisfatte.

#### SLU di tipo geotecnico (GEO) per sfilamento

E' stata effettuata verificando la relazione  $E_d \leq R_{ad}$  per la condizione A1+M1+R3

dove:

$E_d$  è la massima azione assiale negli ancoraggi;

$R_{ad}$  è la resistenza di progetto del tirante:

$$R_{ad} = R_{ak} / \gamma_R$$

$$R_{ak} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{a,c})_{\text{medio}}}{\xi_{a3}}; \frac{(R_{a,c})_{\text{min}}}{\xi_{a4}} \right\}$$

Nel caso in esame è stato posto:  $(R_{a,e})_{\text{medio}} = n \times D_b \times L_b \times q_s$

dove:

- $D_b$  è il diametro del bulbo, posto pari al diametro della perforazione (175 mm), moltiplicato per un coefficiente a pari ad 1.1;
- $L_b$  è la lunghezza del bulbo (tratto al di fuori del cuneo di spinta  $L_b = 15\text{m}$ );
- $q_s$  è l'aderenza limite bulbo-terreno, posta pari a 300 kPa nell'ammasso roccioso; tale valore è stato ricavato utilizzando gli abachi di Bustamante in funzione del tipo di terreno (per iniezioni tipo IGU).

E' stato inoltre assunto, secondo le indicazioni contenute nel D.M. 14 gennaio 2008:

- $\gamma_R = 1.2$ , valido per ancoraggi di tipo permanente;
- $\xi_{a3} = 1.8$ , valido per numero di profili di indagine pari a 1.

Nella tabella è riportata la lunghezza minima da assegnare al tirante affinché la verifica allo sfilamento risulti soddisfatta. Nell'analisi in esame, avendo utilizzato una lunghezza maggiore rispetto a quella necessaria, è stato garantito il rispetto delle prescrizioni normative.

**TIRANTI DI ANCORAGGIO**

**LAVORO:** Genzano

**DATI DI INPUT:**

Terreno: Roccia alterata

Tirante tipo: TITAN 103/78

Diametro armatura:  $d_{arm} = 103$  (mm)

Area complessiva dell'armatura:  $A_{arm} = 3140$  (mm<sup>2</sup>)

coefficienti parziali		Azioni		Resistenza
Metodo di calcolo		permanenti	variabili	$\gamma_s$
		$\gamma_G$	$\gamma_Q$	
Stato limite ultimo permanenti	○	1,00	1,30	1,20
Stato limite ultimo temporanei	○	1,00	1,30	1,10
Tensioni ammissibili (permanenti)	○	1,00	1,00	2,50
Tensioni ammissibili (temporanei)	○	1,00	1,00	2,00
definiti dal progettista	●	1,00	1,00	1,20

n	1	2	3	4	≥5	T.A.	altro
$\xi_3$	1,80	1,75	1,70	1,65	1,60	1,00	1,27
$\xi_4$	1,80	1,70	1,65	1,60	1,55	1,00	1,12

$N_G$  Azione permanente sul tirante: 1100 kN

$N_Q$  Azione variabile sul tirante: 0 kN

$N_t$  Azione di calcolo ( $N_G \cdot \gamma_G + N_Q \cdot \gamma_Q$ ): 1100 kN

**Verifica della resistenza esterna  $L = N_t / (D_s \cdot \pi \cdot s_d)$**

D (cm) Diametro della perforazione = 175 (mm)

$\alpha$  (-) Coeff. moltiplicativo = 1,1

$D_s$  (cm) Diametro di calcolo ( $D_s = \alpha \cdot D$ ) = 192,5 (mm)

$s_{k,med}$  (MPa) tensione unitaria media di aderenza malta - terreno = 0,30 (Mpa)

$s_{k,min}$  (MPa) tensione unitaria minima di aderenza malta - terreno = 0,30 (Mpa)

$s_d$  (MPa) tensione unitaria di progetto aderenza malta - terreno = 0,14 (Mpa)

**Lunghezza minima dell'ancoraggio  $L_{min} = 13,10$  (m)**

Poiché  $E_d < R_{a,d}$  le verifiche risultano soddisfatte.

Il dimensionamento degli ancoraggi è stato eseguito sulla base di motivazioni tecniche e dei risultati delle indagini geotecniche effettuate per questa fase di progettazione. Le caratteristiche definitive degli ancoraggi andranno comunque stabilite in base all'esecuzione di prove preliminari su ancoraggi dello stesso tipo, realizzati nello stesso sito e con lo stesso sistema di perforazione di quelli di progetto, secondo quanto prevedono le Norme UNI EN 1537 e le raccomandazioni AICAP.

Negli stessi campi prova dovranno essere inoltre definite in dettaglio la modalità di perforazione ed i parametri di iniezione.

## 10. VERIFICHE GEOTECNICHE DELLA SPALLA NUOVA

La spalla A della carreggiata destra presenta un paramento frontale di altezza totale pari 5.76m comprensiva del paraghiaia alto 2.76m.

Esse sono fondate su un platea diretta avente dimensioni in pianta di 7.50m x 10.25m.

Le verifiche geotecniche della spalla nuova sono state effettuate utilizzando gli stessi criteri di calcolo adottate per le spalle esistenti.

Nel seguito sono riportati i tabulati di calcolo con i risultati, delle verifiche geotecniche in condizione statica e simica.

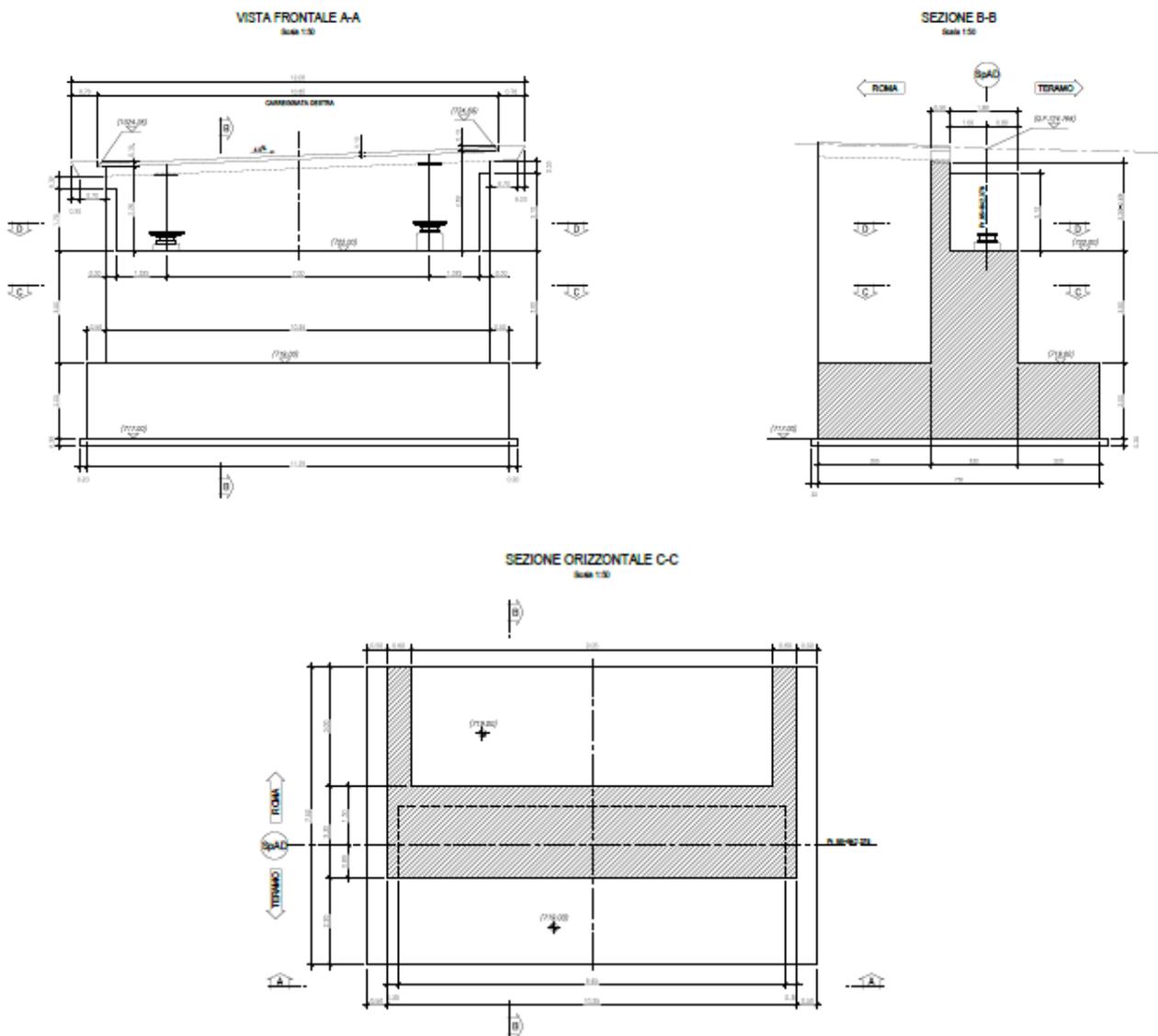


Figura 14: Interventi sulla Spalla A carreggiata destra

Nella Tabella 18 è riassunto i risultati ottenuti delle analisi effettuate in termini di coefficienti di sicurezza. Per le verifiche strutturali della stessa si rimanda alla specifica relazione di calcolo.

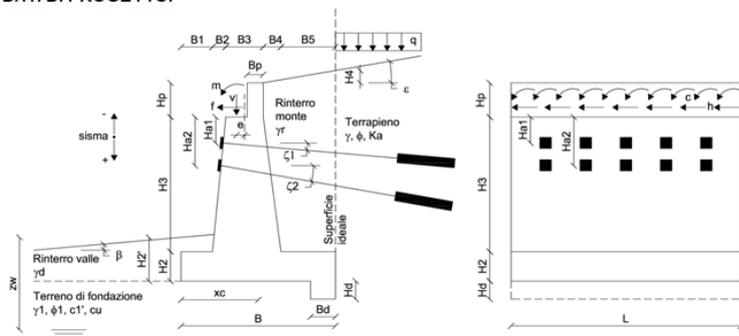
*Tabella 18: Coefficienti di sicurezza per la spalla A carreggiata sinistra*

Coefficiente di sicurezza			
	Scorr.	Ribalt.	Q limite
Statica	1.73	5.35	39.90
Sismica +	1.94	4.74	44.09
Sismica -	1.83	3.33	46.55

## Condizione Statica (SLU)

**OPERA:** Genzano - Spalla A dx SLU

Release: v13

**DATI DI PROGETTO:**


### Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	3,00	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0,00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	2,30	(m)
Aggetto monte	B4 =	0,00	(m)
Spessore paraghiaia	Bp =	0,50	(m)
Altezza paraghiaia	Hp =	2,76	(m)
Inclinazione paramento di valle	$\eta_v$ =	0,00	(°)
Inclinazione paramento di monte	$\eta_m$ =	0,00	(°)

### Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	7,50	(m)
Lunghezza Fondazione (L = 1000 Nastriforme)	L =	10,25	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	2,00	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	2,20	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	3,00	(m)
Altezza dente	Hd =	0,00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0,00	(m)
Considerare la spinta passiva sul dente?		No	<input type="button" value="v"/>
Mezzeria Sezione	Xc =	3,75	(m)

### Altri dati

Profondità del piano di posa	H2' =	0,00	(m)
Profondità del piano di falda	Zw =	20,00	(m)
Peso Specifico del Calcestruzzo	$\gamma_{cls}$ =	25,00	(kN/m <sup>3</sup> )

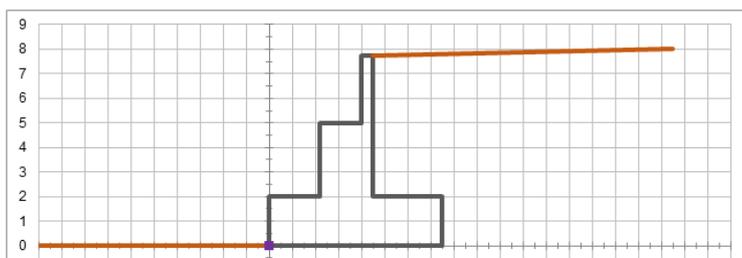
### Geometria del Terrapieno e del Terreno a valle

Inclinazione del terrapieno	$\epsilon$ =	1,18	(°)
Inclinazione del terreno a valle	$\beta$ =	0,00	(°)

### Elementi di ancoraggio

Tipologia di ancoraggi:		Nessuno	<input type="button" value="v"/>
Altezza della 1a fila di tiranti dalla testa del muro	Ha1 =	0,00	(m)
Forza nella prima fila di tiranti per ml	Fa1 =	0,00	(kN/m)
Inclinazione della 1a fila di tiranti rispetto l'orizzontale	$\zeta_1$ =	0,00	(°)
Altezza della 2a fila di tiranti dalla testa del muro	Ha2 =	0,00	(m)
Forza nella seconda fila di tiranti per ml	Fa2 =	0,00	(kN/m)
Inclinazione della 2a fila di tiranti rispetto l'orizzontale	$\zeta_2$ =	0,00	(°)

### Rappresentazione grafica del muro



**Indicazioni progettuali**

Spinta da equilibrare con tiranti: fp+fs+Psh+Ptsh+Ssism1t+Sq1acc	S =	49,41	(kN/m)
Spinta equilibrata tramite i tiranti	Seq =	0,00	(kN/m)
n° tiranti 1a fila	na1 =	0	(-)
n° tiranti 2a fila	na2 =	0	(-)
n° tiranti totali	nat =	0	(-)
Forza sulla 1a fila di tiranti	ta1 =	0,00	(kN/m)
Forza sulla 2a fila di tiranti	ta2 =	0,00	(kN/m)
Forza sull'i-esimo tirante della 1a fila	Ta1 =	0,00	(kN)
Forza sull'i-esimo tirante della 2a fila	Ta2 =	0,00	(kN)
Lunghezza del cono di spinta statico	Lc, stat. =	4,55	(m)
Lunghezza del cono di spinta sismico	Lc, sism. =	4,55	(m)

**Combinazioni coefficienti parziali di sicurezza**

 Combinazione delle azioni: 

Carichi	Effetto	Coeff. Parziale	EQU	A1 (STR)	A2 (GEO)	SLE	Altro
Permanenti	favorevole	Y <sub>G</sub>	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevole		1,10	1,30	1,00	1,00	1,00
Variabili	favorevole	Y <sub>C</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevole		1,50	1,50	1,30	1,00	1,30

Parametro		Coeff. Parziale	M1	M2	SLE	Altro
Angolo d'attrito	tan φ <sub>k</sub>	Y <sub>φ</sub>	1,00	1,25	1,00	1,25
Coesione	c <sub>k</sub>	Y <sub>c</sub>	1,00	1,25	1,00	1,25
Resistenza non drenata	c <sub>uk</sub>	Y <sub>cu</sub>	1,00	1,40	1,00	1,40
Peso unità di volume	γ	Y <sub>γ</sub>	1,00	1,00	1,00	1,20

Verifica	Coeff. Parziale	R1	R2	R3	SLE	Altro
Capacità portante fondazione	Y <sub>R</sub>	1,00	1,00	1,40	2,00	1,00
Scorrimento		1,00	1,00	1,10	1,30	1,00
Ribaltamento		1,00	1,00	1,00	1,50	1,00

**Dati Geotecnici**

Dati Terapieno e Rinterro		valori caratteristici SLE	valori di progetto		
			STR/GEO	EQU	
Dati Terapieno e Rinterro	Angolo di attrito del terrapieno	φ <sup>*</sup> (°)	35,00	35,00	29,26
	Peso Unità di Volume del terrapieno	γ (kN/m <sup>3</sup> )	20,00	20,00	20,00
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	δ (°)	17,50	17,50	14,63
	Peso Unità di Volume del Rinterro lato monte	γ <sub>r</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	19,00	19,00	19,00
Dati Terreno Fondazione	Condizioni: Drenate				
	Coesione Terreno di Fondazione	c <sup>*</sup> (kPa)	100,00	100,00	80,00
	Angolo di attrito Terreno-Fondazione	φ <sup>*</sup> (°)	37,00	37,00	31,08
	Coefficiente di riduzione dell'attrito per le verifiche a scorrimento	fred (-)	0,929		
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	γ <sub>1</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	21,00	21,00	21,00
	Peso saturo del Terreno di Fondazione	γ <sub>sat1</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	21,00	21,00	21,00
	Peso Unità di Volume del Rinterro lato valle	γ <sub>d</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	21,00	21,00	21,00
	Profondità "Significativa" (consigliata H = 2*B)	Hs (m)	20,00		
	Coefficiente di Poisson	ν (-)	0,25		
	Modulo di deformazione	E (kN/m <sup>2</sup> )	1600000		

**Carichi agenti**

Combinazione delle azioni: 16

		valori caratteristici SLE - sisma	valori di progetto		
			STR/GEO	EQU	
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente sulla zattera di monte	qp (kN/m <sup>2</sup> )	0,00	0,00	0,00
	Forza Orizzontale nel piano del muro	hp (kN/m)	2,34	3,05	2,58
	Forza Orizzontale in Testa	fp (kN/m)	49,41	64,23	54,35
	Forza Verticale in Testa	vp (kN/m)	146,89	146,89	132,20
	Momento in Testa	mp (kNm/m)	0,00	0,00	0,00
	Momento in Testa nel piano del muro	cp (kNm/m)	15,25	19,82	16,77
	Eccentricità rispetto alla mezzeria dello spessore	ep (m)	0,250		
	Eccentricità dei carichi (altezza baggiolo)	ez, p (m)	0,350		
	Momento in Testa considerando eccentricità	mp (kNm/m)	54,01	70,22	59,42
	Momento in Testa nel piano del muro consid. eccentricità	cp (kNm/m)	16,07	20,89	17,68
Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale	q (kN/m <sup>2</sup> )	20,00	30,00	30,00
	Forza Orizzontale accidentale nel piano del muro	h (kN/m)	0,00	0,00	0,00
	Forza Orizzontale in Testa accidentale	f (kN/m)	0,00	0,00	0,00
	Forza Verticale in Testa accidentale	v (kN/m)	0,00	0,00	0,00
	Momento in Testa accidentale	m (kNm/m)	0,00	0,00	0,00
	Momento in Testa accidentale nel piano del muro	c (kNm/m)	0,00	0,00	0,00
	Eccentricità rispetto alla mezzeria dello spessore	e (m)	0,000		
	Eccentricità dei carichi (altezza baggiolo)	ez (m)	0,000		
	Momento in Testa accidentale considerando eccentricità	m (kNm/m)	0,00	0,00	0,00
	Momento in Testa accidentale nel piano del muro con eccentr.	c (kNm/m)	0,00	0,00	0,00
Condizioni Sismiche	Coefficienti di combinazione condiz. frequente ψ1		0,75	condiz. quasi permanente ψ2	
	Sovraccarico Accidentale	qs (kN/m <sup>2</sup> )	0,00		
	Forza Orizzontale sismico nel piano del muro	hs (kN/m)	0,00		
	Forza Orizzontale in Testa sismico	fs (kN/m)	0,00		
	Forza Verticale in Testa sismico	vs (kN/m)	0,00		
	Momento in Testa sismico	ms (kNm/m)	0,00		
	Momento in Testa sismico nel piano del muro	cs (kNm/m)	0,00		
	Eccentricità rispetto alla mezzeria dello spessore	es (m)	0,000		
	Eccentricità dei carichi (altezza baggiolo)	ez, s (m)	0,000		
	Momento in Testa sismico considerando eccentricità	ms (kNm/m)	0,00		
Momento in Testa sismico nel piano del muro con eccentricità	cs (kNm/m)	0,00			

**Definizione dell'azione sismica**

Dati Sismici	Accelerazione sismica	$a_g/g$	0,000	(-)
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	$S_S$	0,00	(-)
	Coefficiente Amplificazione Topografico	$S_T$	0,00	(-)
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	$\beta_s$	0,00	(-)
	Coefficiente sismico orizzontale	$k_h$	0,000	(-)
	Coefficiente sismico verticale	$k_v$	0,000	(-)
	Angolo d'inclinazione della spinta sismica sisma -	$\theta^- = \arctg(k_h/(1-k_v))$	0,00	(°)
	Angolo d'inclinazione della spinta sismica sisma +	$\theta^+ = \arctg(k_h/(1+k_v))$	0,00	(°)
	Muro libero di traslare o ruotare:		No	
	Distribuzione della spinta:		Triangolare inferiore	
Usare la Spinta a Riposo (Statico) e la teoria di Wood (Sisma)?:				
			Si	

**Definizione dei coefficienti di spinta**

Coefficienti di Spinta			SLE	STR/GEO	EQU
	Coeff. di Spinta Attiva Statico	$K_a$	0,426	0,426	0,511
Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	$K_{as+}$	0,249	0,249	0,315	
Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	$K_{as-}$	0,249	0,249	0,315	
Coeff. Di Spinta Passiva Statico	$K_p$	4,019	4,019	3,131	
Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	$K_{ps+}$	3,840	3,840	3,016	
Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	$K_{ps-}$	3,840	3,840	3,016	

**Spinta definita da utente**

Considerare una spinta definita da utente in condizioni statiche?		No			
Punto di applicazione della spinta Statica (dal piano di posa della fondazione)	$h_{stat}$	0,00	(m)		
Spinta caratteristica in condizione Statica		$S_{st1,stat}$	(kN/m)	0,00	0,00
Considerare una spinta definita da utente in condizioni sismiche?		No			
Punto di applicazione della spinta Sismica (dal piano di posa della fondazione)	$h_{sism}$	0,00	(m)		
Incremento di Spinta Sismica sisma +		$S_{st,sism+}$	(kN/m)	0,00	0,00
Incremento di Spinta Sismica sisma -		$S_{st,sism-}$	(kN/m)	0,00	0,00

**FORZE VERTICALI**

	SLE	STR/GEO	EQU
<b>- Peso del Muro (Pm)</b>			
$P_{m1} = (B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	0,00	0,00
$P_{m2} = (B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	172,50	155,25
$P_{m3} = (B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	0,00	0,00
$P_{m4} = (B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	375,00	337,50
$P_{m5} = (Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	0,00	0,00
$P_{m6} = (Bp \cdot Hp \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	34,50	31,05
$P_m = P_{m1} + P_{m2} + P_{m3} + P_{m4} + P_{m5} + P_{m6}$	(kN/m)	582,00	523,80
<b>- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)</b>			
$P_{t1} = (B5 \cdot (H3 + Hp) \cdot \gamma_r)$	(kN/m)	328,32	295,49
$P_{t2} = (0,5 \cdot (B4 + B5) \cdot H4 \cdot \gamma_r)$	(kN/m)	1,76	1,59
$P_{t3} = (B4 \cdot H3 \cdot \gamma_r)/2$	(kN/m)	0,00	0,00
$P_{t4} = (B4 \cdot Hp \cdot \gamma_r)$	(kN/m)	0,00	0,00
$S_{ovr} = q_p \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	0,00	0,00
$P_t = P_{t1} + P_{t2} + P_{t3} + P_{t4} + S_{ovr}$	(kN/m)	330,08	297,07
<b>- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro</b>			
$S_{ovr,acc,Stat} = q \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	60,00	90,00
$S_{ovr,acc,Sism} = q_s \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	0,00	

**MOMENTI DELLE FORZE VERT. RISPETTO AL PIEDE DI VALLE DEL MURO**

	SLE	STR/GEO	EQU
<b>- Muro (Mm)</b>			
$M_{m1} = P_{m1} \cdot (B1 + 2/3 \cdot B2)$	(kNm/m)	0,00	0,00
$M_{m2} = P_{m2} \cdot (B1 + B2 + 0,5 \cdot B3)$	(kNm/m)	577,88	520,09
$M_{m3} = P_{m3} \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	0,00	0,00
$M_{m4} = P_{m4} \cdot (B/2)$	(kNm/m)	1406,25	1265,63
$M_{m5} = P_{m5} \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0,00	0,00
$M_{m6} = P_{m6} \cdot (B1 + B2 - B3 - Bp/2)$	(kNm/m)	146,63	131,96
$M_m = M_{m1} + M_{m2} + M_{m3} + M_{m4} + M_{m5} + M_{m6}$	(kNm/m)	2130,75	1917,68
<b>- Riempimento e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro</b>			
$M_{t1} = P_{t1} \cdot (B1 + B2 + B3 + B4 + 0,5 \cdot B5)$	(kNm/m)	1969,92	1772,93
$M_{t2} = P_{t2} \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	11,45	10,30
$M_{t3} = P_{t3} \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	0,00	0,00
$M_{t4} = P_{t4} \cdot (B1 + B2 + B3 + B4/2)$	(kNm/m)	0,00	0,00
$M_{sovr} = S_{ovr} \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	0,00	0,00
$M_t = M_{t1} + M_{t2} + M_{t3} + M_{sovr}$	(kNm/m)	1981,37	1783,23
<b>- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro</b>			
$S_{ovr,acc,Stat} = q \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	360,00	540,00
$S_{ovr,acc,Sism} = q_s \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	0,00	

**INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO**

<b>- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)</b>			
$P_{sh} = P_m \cdot k_h$	(kN/m)		0,00
$P_{sv} = P_m \cdot k_v$	(kN/m)		0,00
<b>- Inerzia orizzontale e verticale del terrapieno a tergo del muro (Pts)</b>			
$P_{tsh} = P_t \cdot k_h$	(kN/m)		0,00
$P_{tsh} = P_t \cdot k_v$	(kN/m)		0,00

- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs h)

MPs1 h=	$kh \cdot Pm1 \cdot (H2 + H3/3)$	(kNm/m)	0,00
MPs2 h=	$kh \cdot Pm2 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)	0,00
MPs3 h=	$kh \cdot Pm3 \cdot (H2 + H3/3)$	(kNm/m)	0,00
MPs4 h=	$kh \cdot Pm4 \cdot (H2/2)$	(kNm/m)	0,00
MPs5 h=	$-kh \cdot Pm5 \cdot (Hd/2)$	(kNm/m)	0,00
MPs6 h=	$kh \cdot Pm6 \cdot (H3 + Hp/2)$	(kNm/m)	0,00
MPs h=	MPs1h + MPs2h + MPs3h + MPs4h + MPs5h + MPs6h	(kNm/m)	0,00

- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs v)

MPs1 v=	$kv \cdot Pm1 \cdot (B1 + 2/3 \cdot B2)$	(kNm/m)	0,00
MPs2 v=	$kv \cdot Pm2 \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m)	0,00
MPs3 v=	$kv \cdot Pm3 \cdot (B1 + B2 + B3 + B4/3)$	(kNm/m)	0,00
MPs4 v=	$kv \cdot Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	0,00
MPs5 v=	$kv \cdot Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0,00
MPs6 v=	$kv \cdot Pm6 \cdot (B1 + B2 - Bp/2)$	(kNm/m)	0,00
MPs v=	MPs1v + MPs2v + MPs3v + MPs4v + MPs5v	(kNm/m)	0,00

- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts h)

MPts1 h=	$kh \cdot Pt1 \cdot (H2 + (H3 + Hp)/2)$	(kNm/m)	0,00
MPts2 h=	$kh \cdot Pt2 \cdot (H2 + H3 + Hp + H4/3)$	(kNm/m)	0,00
MPts3 h=	$kh \cdot Pt3 \cdot (H2 + H3 \cdot 2/3)$	(kNm/m)	0,00
MPts4 h=	$kh \cdot Pt4 \cdot (H2 + H3 + Hp/2)$	(kNm/m)	0,00
MPts h=	MPts1h + MPts2h + MPts3h + MPts4h	(kNm/m)	0,00

- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts v)

MPts1 v=	$kv \cdot Pt1 \cdot (B - B5/2)$	(kNm/m)	0,00
MPts2 v=	$kv \cdot Pt2 \cdot (B - B5/3)$	(kNm/m)	0,00
MPts3 v=	$kv \cdot Pt3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	0,00
MPts4 v=	$kv \cdot Pt4 \cdot (B1 + B2 + B3 + B4/2)$	(kNm/m)	0,00
MPts v=	MPts1v + MPts2v + MPts3v	(kNm/m)	0,00

### CONDIZIONE STATICA

#### SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta totale condizione statica

		SLE	STR/GEO	EQU	
St =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H2 + H3 + Hp + H4 + Hd) \cdot ka$	(kN/m)	260,89	339,15	344,09
Sq perm =	$q \cdot (H2 + H3 + Hp + H4 + Hd) \cdot ka$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Sq acc =	$q \cdot (H2 + H3 + Hp + H4 + Hd) \cdot ka$	(kN/m)	66,71	100,06	119,98

- Componente orizzontale condizione statica

Sth =	$St \cdot \cos \delta$	(kN/m)	248,81	323,46	332,93
Sqh perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Sqh acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	63,62	95,43	116,09

- Componente verticale condizione statica

Stv =	$St \cdot \sin \delta$	(kN/m)	78,45	101,99	86,90
Sqv perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Sqv acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	20,06	30,09	30,30

- Spinta passiva sul dente

Sp =	$\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot 1 \cdot Hd^2 \cdot kp + (2 \cdot c \cdot 1 \cdot \sqrt{kp} + \gamma \cdot 1 \cdot kp \cdot Hd) \cdot Hd$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
------	------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	--------	------	------	------

#### ANCORAGGI

- Ancoraggi

Fa1v =	$Fa1 \cdot \sin \zeta 1$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Fa1h =	$Fa1 \cdot \cos \zeta 1$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Fa2v =	$Fa2 \cdot \sin \zeta 2$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Fa2h =	$Fa2 \cdot \cos \zeta 2$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00

#### MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU	
MSt1 =	$Sth \cdot ((H2 + H3 + Hp + H4 + Hd) / 3 - Hd)$	(kNm/m)	648,72	843,34	868,05
MSt2 =	$St \cdot B$	(kNm/m)	588,38	764,89	651,73
MSq1 perm =	$Sqh \text{ perm} \cdot ((H2 + H3 + Hp + H4 + Hd) / 2 - Hd)$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
MSq1 acc =	$Sqh \text{ acc} \cdot ((H2 + H3 + Hp + H4 + Hd) / 2 - Hd)$	(kNm/m)	248,81	373,22	454,00
MSq2 perm =	$Sqv \text{ perm} \cdot B$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
MSq2 acc =	$Sqv \text{ acc} \cdot B$	(kNm/m)	150,45	225,67	227,24
MSp =	$\gamma \cdot 1 \cdot Hd^3 \cdot kp / 3 + (2 \cdot c \cdot 1 \cdot \sqrt{kp} + \gamma \cdot 1 \cdot kp \cdot Hd) \cdot Hd^2 / 2$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00

#### MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 =	$mp + m$	(kNm/m)	54,01	70,22	59,42
Mfext2 =	$(fp + f) \cdot (H3 + H2)$	(kNm/m)	247,03	321,14	271,73
Mfext3 =	$(vp + v) \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m)	492,07	492,07	442,86
Mfext4 =	$(hp + h) \cdot (H3 + H2)$	(kNm/m)	11,72	15,23	12,89
Mfext5 =	$cp + c$	(kNm/m)	16,07	20,89	17,68

#### MOMENTI DOVUTI AGLI ANCORAGGI

Ma1v =	$Fa1v \cdot (B1 + B2 - Ha1 \cdot tg(\eta v))$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
Ma1h =	$Fa1h \cdot (H2 + H3 - Ha1)$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
Ma2v =	$Fa2v \cdot (B1 + B2 - Ha2 \cdot tg(\eta v))$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
Ma2h =	$Fa2h \cdot (H2 + H3 - Ha2)$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00

**VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (STR/GEO)**

Risultante forze verticali (N)			
N	=	$P_m + P_t + v + St_v + Sq_v \text{ perm} + Sq_v \text{ acc} + Fa_{1v} + Fa_{2v}$	1191,04 (kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)			
T <sub>b</sub>	=	$S_{th} + S_{qh} + f + fp - Fa_{1h} - Fa_{2h}$	483,12 (kN/m)
T <sub>l</sub>	=	$h + hp$	3,05 (kN/m)
T	=	$\sqrt{(T_b)^2 + T_l^2}$	483,13 (kN/m)
Coefficiente di attrito alla base (f)			
f	=	$fred \cdot tg \phi_1'$	0,70 (-)

<b>Fs scorrimento</b>	<b>(N*f + Sp) / T</b>	<b>1,73</b>	<b>&gt;</b>	<b>1,10</b>
-----------------------	-----------------------	-------------	-------------	-------------

**VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU)**

Momento stabilizzante (Ms)			
Ms	=	$M_m + M_t + M_{fext3} + Ma_{1v} + Ma_{2v} + Ma_{1h} + Ma_{2h}$	4143,77 (kNm/m)
Momento ribaltante (Mr)			
Mr	=	$M_{St} + M_{Sq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp}$	774,23 (kNm/m)

<b>Fs ribaltamento</b>	<b>Ms / Mr</b>	<b>5,35</b>	<b>&gt;</b>	<b>1,00</b>
------------------------	----------------	-------------	-------------	-------------

**VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)**

Risultante forze verticali (N)			
N	=	$P_m + P_t + v + St_v + Sq_v (+ \text{ Sovr acc}) + Fav$	Nmin 1191,04    Nmax 1281,04 (kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)			
T <sub>b</sub>	=	$S_{th} + S_{qh} + f + fp - Fa_{1h} - Fa_{2h} - Sp$	483,12 (kN/m)
T <sub>l</sub>	=	$h + hp$	3,05 (kN/m)
T	=	$\sqrt{(T_b)^2 + T_l^2}$	483,13 (kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)			
MM <sub>b</sub>	=	$\sum M_{bi}$	3986,83    4526,83 (kNm/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)			
MM <sub>l</sub>	=	$\sum M_{li}$	36,12    36,12 (kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)			
M <sub>b</sub>	=	$X_c \cdot N - MM_b$	479,58    277,08 (kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)			
M <sub>l</sub>	=	MM <sub>l</sub>	36,12    36,12 (kNm/m)

**Formula Generale per il Calcolo del Carico Limite Unitario (Vesic, 1975)**

$$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot s_c \cdot p_c + q_0 \cdot N_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot s_q \cdot p_q + 0,5 \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_{\gamma} \cdot i_{\gamma} \cdot g_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot p_{\gamma}$$

c <sub>1</sub>	coesione terreno di fondaz.	100,00		(kPa)
φ <sub>1</sub>	angolo di attrito terreno di fondaz.	37,00		(°)
γ <sub>1</sub>	peso unità di volume terreno fondaz.	21,00		(kN/m <sup>3</sup> )
q <sub>0</sub> = γ <sub>d</sub> · H <sub>2</sub>	sovraccarico stabilizzante	0,00		(kPa)
eb = Mb / N	eccentricità	0,40	0,22	(m)
B' = B - 2eb	larghezza equivalente	6,69	7,07	(m)
el = Ml / N	eccentricità	0,03	0,03	(m)
L' = L - 2el	larghezza equivalente	10,19	10,19	(m)

I valori di N<sub>c</sub>, N<sub>q</sub> e N<sub>γ</sub> sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

N <sub>q</sub> = tg <sup>2</sup> (45 + φ <sub>1</sub> '/2) · e <sup>(tan φ<sub>1</sub>' / tan φ<sub>1</sub>)</sup>	(1 in cond. nd)	42,92		(-)
N <sub>c</sub> = (N <sub>q</sub> - 1) / tg φ <sub>1</sub> '	(2+p in cond. nd)	55,63		(-)
N <sub>γ</sub> = 2 · (N <sub>q</sub> + 1) · tg φ <sub>1</sub> '	(0 in cond. nd)	66,19		(-)

I valori di  $i_c$ ,  $i_q$  e  $i_\gamma$  sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$mb = (2+B'/L')(1+B'/L')$	1,60	1,59	(-)
$ml = (2+L'/B')(1+L'/B')$	1,40	1,41	(-)
$\theta = \arctg(Tb/Tl)$	89,64	89,64	(°)
$m\theta = ml \cdot \cos^2\theta + mb \cdot \sin^2\theta$	1,60	1,59	(-)
$i_q = (1 - T/(N + B^*c \cdot \cotg\phi^1))^m$ (1 in cond. nd)	0,654	0,677	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q)/(Nc \cdot \tg\phi^1)$	0,646	0,669	(-)
$i_\gamma = (1 - T/(N + B^*c \cdot \cotg\phi^1))^{m+1}$	0,502	0,529	(-)

I valori di  $g_c$ ,  $g_q$  e  $g_\gamma$  sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$g_q = \cos\varepsilon \cdot (1 - \tg\varepsilon)^2$	1,000		(-)
$g_c = g_q - (1 - g_q)/(Nc \cdot \tg\phi^1)$	1,000		(-)
$g_\gamma = g_q / \cos\varepsilon$	1,000		(-)

I valori di  $s_c$ ,  $s_q$  e  $s_\gamma$  sono stati valutati con le espressioni suggerite da de Beer (1967)

$s_q = 1 + B'/L' \cdot \tg(\phi^1)$	1,495		(-)
$s_c = 1 + (B'/L') \cdot (Nq/Nc)$	1,507		(-)
$s_\gamma = 1 - 0,4 \cdot B'/L'$	0,737		(-)

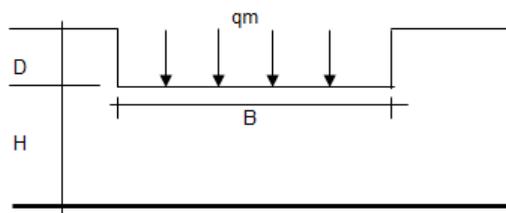
I valori di  $p_c$ ,  $p_q$  e  $p_\gamma$  sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$G = E / (2 \cdot (1 + \nu))$	640000,00		(kPa)
$\sigma'_v = \gamma \cdot (H^2 + B/2)$	78,75		(kPa)
$l_r = G / (c' + \sigma'_v \cdot \tg\phi^1)$	4016,51		(-)
$l_{r,crit} = 1/2 e^{(3,3-0,45 \cdot B'/L') \cdot \cotg(45-\phi^1/2)}$	206,98	200,31	(-)
Tipo di rottura	Rottura Generale 1		
$p_q = e^{(0,6 \cdot B'/L' - 4,4) \cdot \tg\phi^1 + (3,07 \cdot \sen\phi^1 \cdot \log_{10}(2 \cdot l_r)) / (1 + \sen\phi^1)}$ (1 in cond. nd)	1,000		
$p_c = p_q - (1 - p_q) / (Nq \cdot \tg\phi^1)$ (0,32 + 0,12 * B'/L' + 0,6 * log10(lr) in cond. nd)	1,000		
$p_\gamma = p_q$	1,000		

$q_{lim}$ (carico limite unitario)	7140,39	7423,52	(kPa)
------------------------------------	---------	---------	-------

<b>FS carico limite</b>	<b><math>F = q_{lim} \cdot B^* \cdot L' / (N \cdot L)</math></b>	$N_{min}$	<b>39,90</b>	>	<b>1,40</b>
		$N_{max}$	<b>43,81</b>	>	

**CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE**



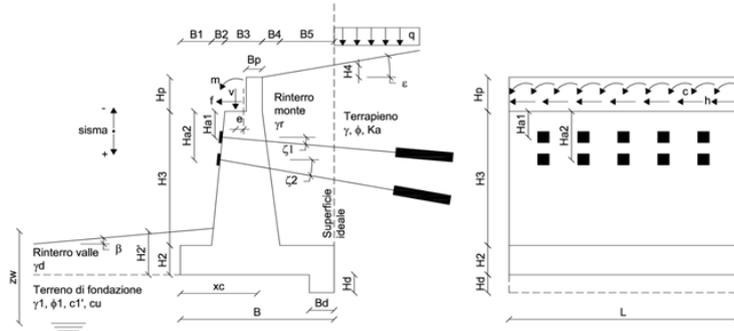
$d = m_0 \cdot m_1 \cdot q_m \cdot B^* / E$ (Christian e Carrier, 1971)			
N	1152,46	(kN/m)	
M	152,71	(kNm/m)	
$e = M/N$	0,13	(m)	
$B^*$	7,23	(m)	

Profondità Piano di Posa della Fondazione	D =	0,00	(m)
	D/B*	0,00	(m)
	Hs/B*	2,76	(m)
Carico unitario medio (qm)	$q_m = N / (B - 2 \cdot e) = N / B^*$	164,62	(kPa)
Coefficiente di forma $m_0 = f(D/B)$	$m_0 =$	0,965	(-)
Coefficiente di profondità $m_1 = f(H/B)$	$m_1 =$	0,00	(-)
Cedimento della fondazione	$d = m_0 \cdot m_1 \cdot q_m \cdot B^* / E =$	0,00	(mm)

### Condizione Simica (SLV)

**OPERA:** Genzano - Spalla A dx SLV

Release: v13

**DATI DI PROGETTO:**


#### Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	3,00	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0,00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	2,30	(m)
Aggetto monte	B4 =	0,00	(m)
Spessore paraghiaia	Bp =	0,50	(m)
Altezza paraghiaia	Hp =	2,76	(m)
Inclinazione paramento di valle	$\eta_v =$	0,00	(°)
Inclinazione paramento di monte	$\eta_m =$	0,00	(°)

#### Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	7,50	(m)
Lunghezza Fondazione (L = 1000 Nastriforme)	L =	10,25	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	2,00	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	2,20	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	3,00	(m)
Altezza dente	Hd =	0,00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0,00	(m)
Considerare la spinta passiva sul dente?		No	<input type="checkbox"/>
Mezzeria Sezione	Xc =	3,75	(m)

#### Altri dati

Profondità del piano di posa	H2' =	0,00	(m)
Profondità del piano di falda	Zw =	20,00	(m)
Peso Specifico del Calcestruzzo	$\gamma_{cls} =$	25,00	(kN/m <sup>3</sup> )

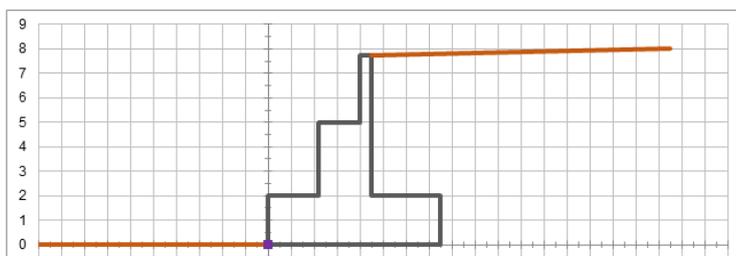
#### Geometria del Terrapieno e del Terreno a valle

Inclinazione del terrapieno	$\epsilon =$	1,18	(°)
Inclinazione del terreno a valle	$\beta =$	0,00	(°)

#### Elementi di ancoraggio

Tipologia di ancoraggi: Nessuno <input type="checkbox"/>	
Altezza della 1a fila di tiranti dalla testa del muro	Ha1 = 0,00 (m)
Forza nella prima fila di tiranti per ml	Fa1 = 0,00 (kN/m)
Inclinazione della 1a fila di tiranti rispetto l'orizzontale	$\zeta_1 = 0,00$ (°)
Altezza della 2a fila di tiranti dalla testa del muro	Ha2 = 0,00 (m)
Forza nella seconda fila di tiranti per ml	Fa2 = 0,00 (kN/m)
Inclinazione della 2a fila di tiranti rispetto l'orizzontale	$\zeta_2 = 0,00$ (°)

#### Rappresentazione grafica del muro



**Indicazioni progettuali**

Spinta da equilibrare con tiranti: fp+fs+Psh+Ptsh+Ssism1t+Sq1acc	S =	256,38	(kN/m)
Spinta equilibrata tramite i tiranti	Seq =	0,00	(kN/m)
n° tiranti 1a fila	na1 =	0	(-)
n° tiranti 2a fila	na2 =	0	(-)
n° tiranti totali	nat =	0	(-)
Forza sulla 1a fila di tiranti	ta1 =	0,00	(kN/m)
Forza sulla 2a fila di tiranti	ta2 =	0,00	(kN/m)
Forza sull'i-esimo tirante della 1a fila	Ta1 =	0,00	(kN)
Forza sull'i-esimo tirante della 2a fila	Ta2 =	0,00	(kN)
Lunghezza del cono di spinta statico	Lc, stat. =	4,55	(m)
Lunghezza del cono di spinta sismico	Lc, sism. =	5,30	(m)

**Combinazioni coefficienti parziali di sicurezza**

 Combinazione delle azioni: 

Carichi	Effetto	Coeff. Parziale	EQU	A1 (STR)	A2 (GEO)	SLE	Altro
Permanenti	favorevole	Yg	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevole		1,10	1,30	1,00	1,00	1,00
Variabili	favorevole	Yq	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevole		1,50	1,50	1,30	1,00	1,30

Parametro		Coeff. Parziale	M1	M2	SLE	Altro
Angolo d'attrito	tan φ <sub>k</sub>	Yφ	1,00	1,25	1,00	1,25
Coesione	c <sub>k</sub>	Yc	1,00	1,25	1,00	1,25
Resistenza non drenata	c <sub>uk</sub>	Ysu	1,00	1,40	1,00	1,40
Peso unità di volume	γ	Yγ	1,00	1,00	1,00	1,20

Verifica	Coeff. Parziale	R1	R2	R3	SLE	Altro
Capacità portante fondazione	YR	1,00	1,00	1,40	2,00	1,00
Scorimento		1,00	1,00	1,10	1,30	1,00
Ribaltamento		1,00	1,00	1,00	1,50	1,00

**Dati Geotecnici**

Dati Terrapieno e Rinterro	Parametro	Unità	valori caratteristici		valori di progetto	
			SLE	EQU	STR/GEO	EQU
Dati Terrapieno e Rinterro	Angolo di attrito del terrapieno	φ' (°)	35,00	35,00	35,00	29,26
	Peso Unità di Volume del terrapieno	γ' (kN/m³)	20,00	20,00	20,00	20,00
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	δ (°)	17,50	17,50	17,50	14,63
	Peso Unità di Volume del Rinterro lato monte	γ <sub>r</sub> (kN/m³)	19,00	19,00	19,00	19,00
Dati Terreno Fondazione	Condizioni: Drenate					
	Coesione Terreno di Fondazione	c'1 (kPa)	100,00	100,00	100,00	80,00
	Angolo di attrito Terreno-Fondazione	φ'1 (°)	37,00	37,00	37,00	31,08
	Coefficiente di riduzione dell'attrito per le verifiche a scorrimento	fred (-)	0,929			
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	γ1 (kN/m³)	26,00	26,00	26,00	26,00
	Peso saturo del Terreno di Fondazione	γsat1 (kN/m³)	26,00	26,00	26,00	26,00
	Peso Unità di Volume del Rinterro lato valle	γd (kN/m³)	26,00	26,00	26,00	26,00
	Profondità "Significativa" (consigliata H = 2*B)	Hs (m)	20,00			
	Coefficiente di Poisson	ν (-)	0,25			
	Modulo di deformazione	E (kN/m²)	1600000			

**Carichi agenti**

Combinazione delle azioni: 1

Carichi agenti	Parametro	Unità	valori caratteristici		valori di progetto	
			SLE - sisma	EQU	STR/GEO	EQU
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente sulla zattera di monte	qp (kN/m²)	0,00	0,00	0,00	0,00
	Forza Orizzontale nel piano del muro	hp (kN/m)	16,25	16,25	21,12	17,87
	Forza Orizzontale in Testa	fp (kN/m)	93,18	93,18	121,13	102,50
	Forza Verticale in Testa	vp (kN/m)	80,13	80,13	80,13	72,12
	Momento in Testa	mp (kNm/m)	0,00	0,00	0,00	0,00
	Momento in Testa nel piano del muro	cp (kNm/m)	52,01	52,01	67,62	57,22
	Eccentricità rispetto alla mezzera dello spessore	ep (m)	0,250			
	Eccentricità dei carichi (altezza baggiolo)	ez, p (m)	0,350			
	Momento in Testa considerando eccentricità	mp (kNm/m)	52,65	52,65	68,44	57,91
	Momento in Testa nel piano del muro consid. eccentricità	cp (kNm/m)	57,70	57,70	75,01	63,47
Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale	q (kN/m²)	0,00	0,00	0,00	0,00
	Forza Orizzontale accidentale nel piano del muro	h (kN/m)	0,00	0,00	0,00	0,00
	Forza Orizzontale in Testa accidentale	f (kN/m)	0,00	0,00	0,00	0,00
	Forza Verticale in Testa accidentale	v (kN/m)	0,00	0,00	0,00	0,00
	Momento in Testa accidentale	m (kNm/m)	0,00	0,00	0,00	0,00
	Momento in Testa accidentale nel piano del muro	c (kNm/m)	0,00	0,00	0,00	0,00
	Eccentricità rispetto alla mezzera dello spessore	e (m)	0,000			
	Eccentricità dei carichi (altezza baggiolo)	ez (m)	0,000			
	Momento in Testa accidentale considerando eccentricità	m (kNm/m)	0,00	0,00	0,00	0,00
	Momento in Testa accidentale nel piano del muro con eccentr.	c (kNm/m)	0,00	0,00	0,00	0,00
Coefficienti di combinazione		condiz. frequente ψ1	0,75	condiz. quasi permanente ψ2	0,00	0,00
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale	qs (kN/m²)	5,00	5,00	5,00	5,00
	Forza Orizzontale sismico nel piano del muro	hs (kN/m)	0,00	0,00	0,00	0,00
	Forza Orizzontale in Testa sismico	fs (kN/m)	0,00	0,00	0,00	0,00
	Forza Verticale in Testa sismico	vs (kN/m)	0,00	0,00	0,00	0,00
	Momento in Testa sismico	ms (kNm/m)	0,00	0,00	0,00	0,00
	Momento in Testa sismico nel piano del muro	cs (kNm/m)	0,00	0,00	0,00	0,00
	Eccentricità rispetto alla mezzera dello spessore	es (m)	0,000			
	Eccentricità dei carichi (altezza baggiolo)	ez, s (m)	0,000			
	Momento in Testa sismico considerando eccentricità	ms (kNm/m)	0,00	0,00	0,00	0,00
	Momento in Testa sismico nel piano del muro con eccentricità	cs (kNm/m)	0,00	0,00	0,00	0,00

**Definizione dell'azione sismica**

Dati Sismici	Accelerazione sismica	$a_g/g$	0,330	(-)
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	$S_s$	1,08	(-)
	Coefficiente Amplificazione Topografico	$S_T$	1,00	(-)
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	$\beta_s$	0,31	(-)
	Coefficiente sismico orizzontale	kh	0,110	(-)
	Coefficiente sismico verticale	kv	0,055	(-)
	Angolo d'inclinazione della spinta sismica sisma -	$\theta^- = \arctg(kh/(1-kv))$	6,67	(°)
	Angolo d'inclinazione della spinta sismica sisma +	$\theta^+ = \arctg(kh/(1+kv))$	5,98	(°)
	Muro libero di traslare o ruotare:		Si	
	Distribuzione della spinta:		Triangolare superiore	
Usare la Spinta a Riposo (Statico) e la teoria di Wood (Sisma)?: No				

**Definizione dei coefficienti di spinta**

Coefficienti di Spinta	SLE		STR/GEO		EQU	
Coeff. di Spinta Attiva Statico	Ka	0,249	0,249	0,249	0,315	
Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	Kas+	0,313	0,313	0,313	0,388	
Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	Kas-	0,322	0,322	0,322	0,398	
Coeff. Di Spinta Passiva Statico	Kp	4,019	4,019	4,019	3,131	
Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	Kps+	3,632	3,632	3,632	2,831	
Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	Kps-	3,607	3,607	3,607	2,809	

**Spinta definita da utente**

Considerare una spinta definita da utente in condizioni statiche?		No			
Punto di applicazione della spinta Statica (dal piano di posa della fondazione)		hstat	0,00	(m)	
Spinta caratteristica in condizione Statica		Sst1,stat	(kN/m)	0,00	0,00
Considerare una spinta definita da utente in condizioni sismiche?		No			
Punto di applicazione della spinta Sismica (dal piano di posa della fondazione)		hsism	0,00	(m)	
Incremento di Spinta Sismica sisma +		Sst,sism +	(kN/m)	0,00	0,00
Incremento di Spinta Sismica sisma -		Sst,sism -	(kN/m)	0,00	0,00

**FORZE VERTICALI**

	SLE	STR/GEO	EQU
<b>- Peso del Muro (Pm)</b>			
Pm1 = (B2*H3*ycls)/2	(kN/m)	0,00	0,00
Pm2 = (B3*H3*ycls)	(kN/m)	172,50	155,25
Pm3 = (B4*H3*ycls)/2	(kN/m)	0,00	0,00
Pm4 = (B*H2*ycls)	(kN/m)	375,00	337,50
Pm5 = (Bd*Hd*ycls)	(kN/m)	0,00	0,00
Pm6 = (Bp*Hp*ycls)	(kN/m)	34,50	31,05
Pm = Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5 + Pm6	(kN/m)	582,00	523,80
<b>- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)</b>			
Pt1 = (B5*(H3+Hp)*yr)	(kN/m)	328,32	295,49
Pt2 = (0,5*(B4+B5)*H4*yr)	(kN/m)	1,76	1,59
Pt3 = (B4*H3*yr)/2	(kN/m)	0,00	0,00
Pt4 = (B4*Hp*yr)	(kN/m)	0,00	0,00
Sovr = qp * (B4+B5)	(kN/m)	0,00	0,00
Pt = Pt1 + Pt2 + Pt3 + Pt4 + Sovr	(kN/m)	330,08	297,07
<b>- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro</b>			
Sovr acc. Stat q * (B4+B5)	(kN/m)	0,00	0,00
Sovr acc. Sism qs * (B4+B5)	(kN/m)	15,00	

**MOMENTI DELLE FORZE VERT. RISPETTO AL PIEDE DI VALLE DEL MURO**

	SLE	STR/GEO	EQU
<b>- Muro (Mm)</b>			
Mm1 = Pm1*(B1+2/3 B2)	(kNm/m)	0,00	0,00
Mm2 = Pm2*(B1+B2+0,5*B3)	(kNm/m)	577,88	520,09
Mm3 = Pm3*(B1+B2+B3+1/3 B4)	(kNm/m)	0,00	0,00
Mm4 = Pm4*(B/2)	(kNm/m)	1406,25	1265,63
Mm5 = Pm5*(B - Bd/2)	(kNm/m)	0,00	0,00
Mm6 = Pm6*(B1 + B2 B3 - Bp/2)	(kNm/m)	146,63	131,96
Mm = Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5 + Mm6	(kNm/m)	2130,75	1917,68
<b>- Riempimento e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro</b>			
Mt1 = Pt1*(B1+B2+B3+B4+0,5*B5)	(kNm/m)	1969,92	1772,93
Mt2 = Pt2*(B1+B2+B3+2/3*(B4+B5))	(kNm/m)	11,45	10,30
Mt3 = Pt3*(B1+B2+B3+2/3*B4)	(kNm/m)	0,00	0,00
Mt4 = Pt4*(B1+B2+B3+B4/2)	(kNm/m)	0,00	0,00
Msovr = Sovr*(B1+B2+B3+1/2*(B4+B5))	(kNm/m)	0,00	0,00
Mt = Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr	(kNm/m)	1981,37	1783,23
<b>- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro</b>			
Sovr acc. Stat *(B1+B2+B3+1/2*(B4+B5))	(kNm/m)	0,00	0,00
Sovr acc. Sism *(B1+B2+B3+1/2*(B4+B5))	(kNm/m)	90,00	

**INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO**

<b>- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)</b>			
Ps h = Pm*kh	(kN/m)	64,30	
Ps v = Pm*kv	(kN/m)	32,15	
<b>- Inerzia orizzontale e verticale del terrapieno a tergo del muro (Pts)</b>			
Ptsh = Pt*kh	(kN/m)	36,47	
Ptsh = Pt*kv	(kN/m)	18,23	

<b>- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs h)</b>		
MPs1 h=	$kh \cdot Pm1 \cdot (H2 + H3/3)$	(kNm/m) 0,00
MPs2 h=	$kh \cdot Pm2 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m) 66,70
MPs3 h=	$kh \cdot Pm3 \cdot (H2 + H3/3)$	(kNm/m) 0,00
MPs4 h=	$kh \cdot Pm4 \cdot (H2/2)$	(kNm/m) 41,43
MPs5 h=	$-kh \cdot Pm5 \cdot (Hd/2)$	(kNm/m) 0,00
MPs6 h=	$kh \cdot Pm6 \cdot (H3 + Hp/2)$	(kNm/m) 11,44
MPs h=	MPs1h + MPs2h + MPs3h + MPs4h + MPs5h + MPs6h	(kNm/m) 119,57
<b>- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs v)</b>		
MPs1 v=	$kv \cdot Pm1 \cdot (B1 + 2/3 \cdot B2)$	(kNm/m) 0,00
MPs2 v=	$kv \cdot Pm2 \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m) 31,92
MPs3 v=	$kv \cdot Pm3 \cdot (B1 + B2 + B3 + B4/3)$	(kNm/m) 0,00
MPs4 v=	$kv \cdot Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m) 77,68
MPs5 v=	$kv \cdot Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m) 0,00
MPs6 v=	$kv \cdot Pm6 \cdot (B1 + B2 - Bp/2)$	(kNm/m) 8,10
MPs v=	MPs1v + MPs2v + MPs3v + MPs4v + MPs5v	(kNm/m) 117,71
<b>- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts h)</b>		
MPts1 h=	$kh \cdot Pt1 \cdot (H2 + (H3 + Hp)/2)$	(kNm/m) 177,02
MPts2 h=	$kh \cdot Pt2 \cdot (H2 + H3 + Hp + H4/3)$	(kNm/m) 2,58
MPts3 h=	$kh \cdot Pt3 \cdot (H2 + H3^2/3)$	(kNm/m) 0,00
MPts4 h=	$kh \cdot Pt4 \cdot (H2 + H3 + Hp/2)$	(kNm/m) 0,00
MPts h=	MPts1h + MPts2h + MPts3h + MPts4h	(kNm/m) 179,60
<b>- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts v)</b>		
MPts1 v=	$kv \cdot Pt1 \cdot (B - B5/2)$	(kNm/m) 108,82
MPts2 v=	$kv \cdot Pt2 \cdot (B - B5/3)$	(kNm/m) 0,63
MPts3 v=	$kv \cdot Pt3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot B4)$	(kNm/m) 0,00
MPts4 v=	$kv \cdot Pt4 \cdot (B1 + B2 + B3 + B4/2)$	(kNm/m) 0,00
MPts v=	MPts1v + MPts2v + MPts3v	(kNm/m) 109,45

### CONDIZIONE SISMICA +

#### SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

<b>- Spinta condizione sismica +</b>				
Sst1 stat =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H2 + H3 + Hp + H4 + Hd) \cdot ka$	(kN/m) 152,42	152,42	192,61
Sst1 sism =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (1 + kv) \cdot (H2 + H3 + Hp + H4 + Hd) \cdot kas^*$	(kN/m) 49,85	49,85	58,06
Ssq1 perm=	$qp \cdot (H2 + H3 + Hp + H4 + Hd) \cdot kas^*$	(kN/m) 0,00	0,00	0,00
Ssq1 acc =	$qs \cdot (H2 + H3 + Hp + H4 + Hd) \cdot kas^*$	(kN/m) 12,25	12,25	15,18
<b>- Componente orizzontale condizione sismica +</b>				
Sst1h stat =	Sst1 stat * cos $\delta$	(kN/m) 145,36	145,36	186,37
Sst1h sism =	Sst1 sism * cos $\delta$	(kN/m) 47,54	47,54	56,18
Ssq1h perm=	Ssq1 perm * cos $\delta$	(kN/m) 0,00	0,00	0,00
Ssq1h acc=	Ssq1 acc * cos $\delta$	(kN/m) 11,69	11,69	14,69
<b>- Componente verticale condizione sismica +</b>				
Sst1v stat =	Sst1 stat * sen $\delta$	(kN/m) 45,83	45,83	48,64
Sst1v sism =	Sst1 sism * sen $\delta$	(kN/m) 14,99	14,99	14,66
Ssq1v perm=	Ssq1 perm * sen $\delta$	(kN/m) 0,00	0,00	0,00
Ssq1v acc=	Ssq1 acc * sen $\delta$	(kN/m) 3,68	3,68	3,83
<b>- Spinta passiva sul dente</b>				
Sp=	$\frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot (1 + kv) \cdot Hd^2 \cdot kps^* + (2 \cdot c_1 \cdot kps^{0,5} + \gamma_1 \cdot (1 + kv) \cdot kps \cdot H2) \cdot Hd$	(kN/m) 0,00	0,00	0,00

#### ANCORAGGI

<b>- Ancoraggi</b>				
Fa1v =	Fa1 * sen $\zeta_1$	(kN/m) 0,00	0,00	0,00
Fa1h =	Fa1 * cos $\zeta_1$	(kN/m) 0,00	0,00	0,00
Fa2v =	Fa2 * sen $\zeta_2$	(kN/m) 0,00	0,00	0,00
Fa2h =	Fa2 * cos $\zeta_2$	(kN/m) 0,00	0,00	0,00

#### MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

<b>- Condizione sismica +</b>				
MSst1 stat =	Sst1h stat * ((H2+H3+Hp+H4+hd)/3-Hd)	(kNm/m) 379,00	379,00	485,91
MSst1 sism=	Sst1h sism * ((H2+H3+Hp+H4+hd)/3-Hd)	(kNm/m) 247,89	247,89	292,94
MSst2 stat =	Sst1v stat * B	(kNm/m) 343,75	343,75	364,82
MSst2 sism =	Sst1v sism * B	(kNm/m) 112,42	112,42	109,97
MSsq1 =	Ssq1h * ((H2+H3+Hp+H4+hd)/2-Hd)	(kNm/m) 45,70	45,70	57,46
MSsq2 =	Ssq1v * B	(kNm/m) 27,63	27,63	28,76
MSp =	$\gamma_1 \cdot Hd^3 \cdot kps^*/3 + (2 \cdot c_1 \cdot kps^{0,5} + \gamma_1 \cdot kps \cdot H2) \cdot Hd^2/2$	(kNm/m) 0,00	0,00	0,00

#### MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 =	mp+ms	(kNm/m) 52,65
Mfext2 =	(fp+fs) * (H3 + H2)	(kNm/m) 465,90
Mfext3 =	(vp+vs) * (B1 + B2 + B3/2)	(kNm/m) 268,44
Mfext4 =	(hp + hs) * (H3 + H2)	(kNm/m) 81,25
Mfext5 =	cp+cs	(kNm/m) 57,70

#### MOMENTI DOVUTI AGLI ANCORAGGI

Ma1v =	Fa1v * (B1+B2-Ha1 * tg( $\eta$ ))	(kNm/m) 0,00	0,00	0,00
Ma1h =	Fa1h * (H2+H3-Ha1)	(kNm/m) 0,00	0,00	0,00
Ma2v =	Fa2v * (B1+B2-Ha2 * tg( $\eta$ ))	(kNm/m) 0,00	0,00	0,00
Ma2h =	Fa2h * (H2+H3-Ha2)	(kNm/m) 0,00	0,00	0,00

### VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)			
N	=	$Pm + Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv + Fa1v + Fa2v$	1107,10 (kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)			
Tb	=	$Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh - Fa1h - Fa2h$	398,54 (kN/m)
Tl	=	$hp + hs$	16,25 (kN/m)
T	=	$\sqrt{(Tb^2 + Tl^2)}$	398,87 (kN/m)
Coefficiente di attrito alla base (f)			
f	=	$tg\phi'$	0,70 (-)

<b>Fs scorrimento</b>	<b>(N*f + Sp) / T</b>	<b>1,94</b>	<b>&gt;</b>	<b>1,10</b>
-----------------------	-----------------------	-------------	-------------	-------------

### VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)			
Ms	=	$Mm + Mt + Mfext3 + Ma1v + M1ah + Ma2v + Ma2h$	4380,55 (kNm/m)
Momento ribaltante (Mr)			
Mr	=	$MSst+MSsq+Mfext1+Mfext2+MSp+MPs+Mpts$	923,32 (kNm/m)

<b>Fs ribaltamento</b>	<b>Ms / Mr</b>	<b>4,74</b>	<b>&gt;</b>	<b>1,00</b>
------------------------	----------------	-------------	-------------	-------------

### VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)			
N	=	$Pm + Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv + (Sovr acc) + Fa1v + Fa2v$	Nmin 1107,10 Nmax 1122,10 (kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)			
Tb	=	$Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh - Fa1h - Fa2h - Sp$	398,87 (kN/m)
Tl	=	$hs + hp$	16,25 (kN/m)
T	=	$Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh - Sp$	399,20 (kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)			
MMb	=	$\sum Mbi$	3601,20 3691,20 (kNm/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)			
MMl	=	$\sum Mli$	138,95 138,95 (kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)			
Mb	=	$Xc*N - MMb$	550,44 516,69 (kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)			
Ml	=	MMl	138,95 138,95 (kNm/m)

**Formula Generale per il Calcolo del Carico Limite Unitario (Vesic, 1975)**  
 $q_{lim} = cN_c^*ic^*gc^*sc^*zc + q_0^*Nq^*iq^*qq^*sq^*zq + 0,5^*v1^*B^*Nv^*iv^*gv^*sv^*zv$

c1'	coesione terreno di fondaz.	100,00		(kN/m <sup>2</sup> )
φ1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	37,00		(°)
γ1	peso unità di volume terreno fondaz.	26,00		(kN/m <sup>3</sup> )
q0 = γd*H2'	sovraccarico stabilizzante	0,00		(kN/m <sup>2</sup> )
eb = M / N	eccentricità	0,50	0,46	(m)
B' = B - 2eb	larghezza equivalente	6,51	6,58	(m)
el = Ml / N	eccentricità	0,13	0,12	(m)
L' = L - 2el	larghezza equivalente	10,00	10,00	(m)

I valori di Nc, Nq e Ng sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$Nq = tg^2(45 + \phi' / 2)^*e^{(m^*tg(\phi'))}$	(1 in cond. nd)	42,92		(-)
$Nc = (Nq - 1) / tg(\phi')$	(2+p in cond. nd)	55,63		(-)
$Nv = 2(Nq + 1)^*tg(\phi')$	(0 in cond. nd)	66,19		(-)

I valori di  $i_c$ ,  $i_q$  e  $i_y$  sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$m_b = (2+B'/L') / (1+B'/L')$	1,61	1,60	(-)
$m_l = (2+L'/B') / (1+L'/B')$	1,39	1,40	(-)
$\theta = \arctg(T_b/T_l)$	87,67	87,67	(°)
$m_\theta = m_l^2 \cos^2 \theta + m_b^2 \sin^2 \theta$	1,61	1,60	(-)
$i_q = (1 - T/(N + B^*c^* \cot \phi^*))^m$ (1 in cond. nd)	0,695	0,699	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q)/(Nc^* \tan \phi^*)$	0,688	0,692	(-)
$i_y = (1 - T/(N + B^*c^* \cot \phi^*))^{m+1}$	0,554	0,559	(-)

I valori di  $g_c$ ,  $g_q$  e  $g_y$  sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$g_q = \cos \varepsilon * (1 - \tan \varepsilon)^2$	1,000		(-)
$g_c = g_q - (1 - g_q) / (Nc^* \tan \phi^*)$	1,000		(-)
$g_y = g_q / \cos \varepsilon$	1,000		(-)

I valori di  $s_c$ ,  $s_q$  e  $s_y$  sono stati valutati con le espressioni suggerite da de Beer (1967)

$s_q = 1 + B'/L' * \tan(\phi^*)$	1,490		(-)
$s_c = 1 + (B'/L') * (Nq/Nc)$	1,502		(-)
$s_y = 1 - 0,4 * B'/L'$	0,740		(-)

I valori di  $z_c$ ,  $z_q$  e  $z_y$  sono stati valutati con le espressioni suggerite da Paolucci e Pecker (1997)

$z_q = (1 - kh/\tan \phi^*)^{0,35}$	0,946		(-)
$z_c = 1 - 0,36 * k_h$	0,960		(-)
$z_y = z_q$	0,946		(-)

qlim	(carico limite unitario)	7691,75	7767,89	(kN/m <sup>2</sup> )
------	--------------------------	---------	---------	----------------------

<b>FS carico limite</b>	<b>F = qlim*B*L/(N*L)</b>	Nmin	<b>44,09</b>	>	<b>1,40</b>
		Nmax	<b>44,44</b>	>	

## CONDIZIONE SISMICA -

### SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica -

		SLE	STR/GEO	EQU
Sst1 stat = $0,5 * \gamma^* (H_2 + H_3 + H_p + H_4 + H_d)^2 * k_a$	(kN/m)	152,42	152,42	192,61
Sst1 sism = $0,5 * \gamma^* (1 - k_v) * (H_2 + H_3 + H_p + H_4 + H_d)^2 * k_{as}^- - Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	33,60	33,60	37,51
Ssq1 perm = $q_p^* (H_2 + H_3 + H_p + H_4 + H_d) * k_{as}^-$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Ssq1 acc = $q_s^* (H_2 + H_3 + H_p + H_4 + H_d) * k_{as}^-$	(kN/m)	12,59	12,59	15,57

- Componente orizzontale condizione sismica -

Sst1h stat = Sst1 stat * cos $\delta$	(kN/m)	145,36	145,36	186,37
Sst1h sism = Sst1 sism * cos $\delta$	(kN/m)	32,04	32,04	36,29
Ssq1h perm = Ssq1 perm * cos $\delta$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Ssq1h acc = Ssq1 acc * cos $\delta$	(kN/m)	12,00	12,00	15,07

- Componente verticale condizione sismica -

Sst1v stat = Sst1 stat * sen $\delta$	(kN/m)	45,83	45,83	48,64
Sst1v sism = Sst1 sism * sen $\delta$	(kN/m)	10,10	10,10	9,47
Ssq1v perm = Ssq1 perm * sen $\delta$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Ssq1v acc = Ssq1 acc * sen $\delta$	(kN/m)	3,78	3,78	3,93

- Spinta passiva sul dente

$Sp = \frac{1}{2} * \gamma_1^* (1 - k_v) H_d^2 * k_{ps}^- + (2 * c_1^* k_{ps}^- + \gamma_1^* (1 - k_v) k_{ps}^- * H_2^*) * H_d$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	--------	------	------	------

### ANCORAGGI

- Ancoraggi

Fa1v = Fa1 * sen $\zeta_1$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Fa1h = Fa1 * cos $\zeta_1$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Fa2v = Fa2 * sen $\zeta_2$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Fa2h = Fa2 * cos $\zeta_2$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00

**MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

- Condizione sismica -

		SLE	STR/GEO	EQU	
MSst1 stat =	$Sst1h \text{ stat} * ((H2+H3+Hp+H4+hd)/3-hd)$	(kNm/m)	379,00	379,00	485,91
MSst1 sism=	$Sst1h \text{ sism} * ((H2+H3+Hp+H4+Hd)*2/3-Hd)$	(kNm/m)	167,08	167,08	189,23
MSst2 stat =	$Sst1v \text{ stat} * B$	(kNm/m)	343,75	343,75	364,82
MSst2 sism =	$Sst1v \text{ sism} * B$	(kNm/m)	75,77	75,77	71,04
MSsq1 =	$Ssq1h * ((H2+H3+Hp+H4+Hd)/2-Hd)$	(kNm/m)	46,94	46,94	58,92
MSsq2 =	$Ssq1v * B$	(kNm/m)	28,39	28,39	29,49
MSP =	$\gamma_1 * Hd^3 * kps / 3 + (2 * c1 * \sqrt{kps} + \gamma_1 * kps * H2) * Hd^2 / 2$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00

**MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE**

Mfext1 =	$mp + ms$	(kNm/m)		52,65
Mfext2 =	$(fp+fs) * (H3 + H2)$	(kNm/m)		465,90
Mfext3 =	$(vp+vs) * (B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m)		268,44
Mfext4 =	$(hp + hs) * (H3 + H2)$	(kNm/m)		81,25
Mfext5 =	$cp + cs$	(kNm/m)		57,70

**MOMENTI DOVUTI AGLI ANCORAGGI**

Ma1v =	$Fa1v * (B1+B2-Ha1 * tg(\eta v))$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
Ma1h =	$Fa1h * (H2+H3-Ha1)$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
Ma2v =	$Fa2v * (B1+B2-Ha2 * tg(\eta v))$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
Ma2h =	$Fa2h * (H2+H3-Ha2)$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00

**VERIFICA ALLO SCORRIMENTO**

Risultante forze verticali (N)				
N =	$Pm + Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv + Fa1v + Fa2v$	1001,55	(kN/m)	
Risultante forze orizzontali (T)				
Tb =	$Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh - Fa1h - Fa2h$	383,36	(kN/m)	
Tl =	$hp + hs$	16,25	(kN/m)	
T =	$\sqrt{(Tb^2 + Tl^2)}$	383,70	(kN/m)	
Coefficiente di attrito alla base (f)				
f =	$tg \phi'$	0,70	(-)	

<b>Fs scorrimento</b>	<b>(N*f + Sp) / T</b>	<b>1,83</b>	<b>&gt;</b>	<b>1,10</b>
-----------------------	-----------------------	-------------	-------------	-------------

**VERIFICA AL RIBALTAMENTO**

Momento stabilizzante (Ms)				
Ms =	$Mm + Mt + Mfext3 + Ma1v + Ma1h + Ma2v + Ma2h$	4380,55	(kNm/m)	
Momento ribaltante (Mr)				
Mr =	$MSst + MSsq + Mfext1 + Mfext2 + MSP + MP_s + Mpt_s$	1313,60	(kNm/m)	

<b>Fs ribaltamento</b>	<b>Ms / Mr</b>	<b>3,33</b>	<b>&gt;</b>	<b>1,00</b>
------------------------	----------------	-------------	-------------	-------------

**VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE**

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax <sup>*</sup>	
N =	$Pm + Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv + Fa1v + Fa2v$	1001,55	1016,55	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
Tb =	$Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh - Fa1h - Fa2h - Sp$	383,70		(kN/m)
Tl =	$hp + hs$	16,25		(kN/m)
T =	$\sqrt{(Tb^2 + Tl^2)}$	384,05		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MMb =	$\sum Mbi$	3190,55	3280,55	(kNm/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MMl =	$\sum Mli$	138,95	138,95	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
Mb =	$Xc * N - MMb$	565,26	531,51	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
MI =	MMl	138,95	138,95	(kNm/m)

**Formula Generale per il Calcolo del Carico Limite Unitario (Vesic, 1975)**  
 $q_{lim} = c \cdot N_c \cdot i_c \cdot q_c \cdot s_c \cdot z_c + q_0 \cdot N_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot s_q \cdot z_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot 1 \cdot B \cdot N_{\gamma} \cdot i_{\gamma} \cdot g_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot z_{\gamma}$

$c_1'$	coesione terreno di fondaz.	100,00		(kN/m <sup>2</sup> )
$\varphi_1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	37,00		(°)
$\gamma_1$	peso unità di volume terreno fondaz.	26,00		(kN/m <sup>3</sup> )
$q_0 = \gamma_d \cdot H_2'$	sovraccarico stabilizzante	0,00		(kN/m <sup>2</sup> )
$e = M / N$	eccentricità	0,56	0,52	(m)
$B' = B - 2e_b$	larghezza equivalente	6,37	6,45	(m)
$e_l = M_l / N$	eccentricità	0,14	0,14	(m)
$L' = L - 2e_l$	larghezza equivalente	9,97	9,98	(m)

I valori di  $N_c$ ,  $N_q$  e  $N_{\gamma}$  sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = \text{tg}^2(45 + \varphi_1'/2) \cdot e^{(\text{tg} \varphi_1')}$	(1 in cond. nd)	42,92		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg} \varphi_1'$	(2+p in cond. nd)	55,63		(-)
$N_{\gamma} = 2(N_q + 1) \cdot \text{tg} \varphi_1'$	(0 in cond. nd)	66,19		(-)

I valori di  $i_c$ ,  $i_q$  e  $i_{\gamma}$  sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$m_b = (2+B'/L') / (1+B'/L')$		1,61	1,61	(-)
$m_l = (2+L'/B') / (1+L'/B')$		1,39	1,39	(-)
$\theta = \arctg(T_b/\pi)$		90,00	90,00	(°)
$m_{\theta} = m_l \cdot \cos^2 \theta + m_b \cdot \sin^2 \theta$		1,61	1,61	(-)
$i_q = (1 - T/(N + B \cdot c \cdot \cotg \varphi_1'))^m$	(1 in cond. nd)	0,687	0,692	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q)/(N_c \cdot \text{tg} \varphi_1')$		0,680	0,684	(-)
$i_{\gamma} = (1 - T/(N + B \cdot c \cdot \cotg \varphi_1'))^{m+1}$		0,544	0,550	(-)

I valori di  $g_c$ ,  $g_q$  e  $g_{\gamma}$  sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$g_q = \cos \varepsilon \cdot (1 - \text{tg} \varepsilon)^2$		1,000		(-)
$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \cdot \text{tg} \varphi_1')$		1,000		(-)
$g_{\gamma} = g_q / \cos \varepsilon$		1,000		(-)

I valori di  $s_c$ ,  $s_q$  e  $s_{\gamma}$  sono stati valutati con le espressioni suggerite da de Beer (1967)

$s_q = 1 + B'/L' \cdot \text{tg}(\varphi_1')$		1,481		(-)
$s_c = 1 + (B'/L') \cdot (N_q/N_c)$		1,493		(-)
$s_{\gamma} = 1 - 0,4 \cdot B'/L'$		0,744		(-)

I valori di  $z_c$ ,  $z_q$  e  $z_{\gamma}$  sono stati valutati con le espressioni suggerite da Paolucci e Pecker(1997)

$z_q = (1 - k_h/\text{tg} \varphi_1')^{0,35}$		0,946		(-)
$z_c = 1 - 0,36 \cdot k_h$		0,960		(-)
$z_{\gamma} = z_q$		0,946		(-)

$q_{lim}$	(carico limite unitario)	7520,76	7606,80	(kN/m <sup>2</sup> )
-----------	--------------------------	---------	---------	----------------------

<b>FS carico limite</b>	<b>F = <math>q_{lim} \cdot B' \cdot L' / (N \cdot L)</math></b>	Nmin	<b>46,55</b>	>	<b>1,40</b>
		Nmax	<b>47,01</b>	>	

## 11. CONSIDERAZIONI SULLA LIQUEFAZIONE

La liquefazione è un fenomeno associato alla perdita di resistenza al taglio o ad un accumulo di deformazioni plastiche in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, sollecitati da azioni dinamiche (terremoti) che agiscono in condizioni non drenate.

L'analisi della suscettibilità alla liquefazione di un dato sito dipende da:

- caratteristiche dell'azione sismica (intensità e durata);
- proprietà geotecniche dei terreni;
- caratteristiche litologiche dei terreni e profondità della falda.

La liquefazione di un deposito è dunque il risultato dell'effetto combinato di due principali categorie di fattori: le condizioni del terreno (fattore predisponente) e la sismicità (fattore scatenante).

Relativamente alle verifiche a liquefazione la normativa di riferimento (N.T.C. 2008) permette di escluderle quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

- eventi sismici attesi di magnitudo  $M$  inferiore a 5;
- accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di  $0.1g$
- profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
- depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata  $(N_1)_{60} > 30$  oppure  $q_{c1N} > 180$  dove  $(N_1)_{60}$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e  $q_{c1N}$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
- distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Figura 15 (a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità  $U_C < 3.5$  e (b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità  $U_C > 3.5$ .

Altri criteri di esclusione possono essere stabiliti sulla base del contenuto di fine FC (frazione passante al setaccio 200ASTM - 0.074mm) e delle sue caratteristiche. In particolare secondo l'EC8 quando si ha accelerazione massima minore di 0.15g ed è soddisfatta almeno una delle seguenti condizioni:

- Le sabbie hanno un contenuto di argilla maggiore del 20% con un indice di plasticità  $I_p > 10$ ;
- Le sabbie hanno un contenuto di limo maggiore del 35% e, allo stesso tempo, il valore dei

colpi SPT normalizzato alla pressione di confinamento e al rapporto di energia  $(N_1)_{60} > 20$ ;

- Le sabbie contengono una frazione fine non trascurabile ( $FC > 5\%$ ), con il valore del numero di colpi SPT normalizzato alla pressione di confinamento e al rapporto di energia  $(N_1)_{60} > 30$ .

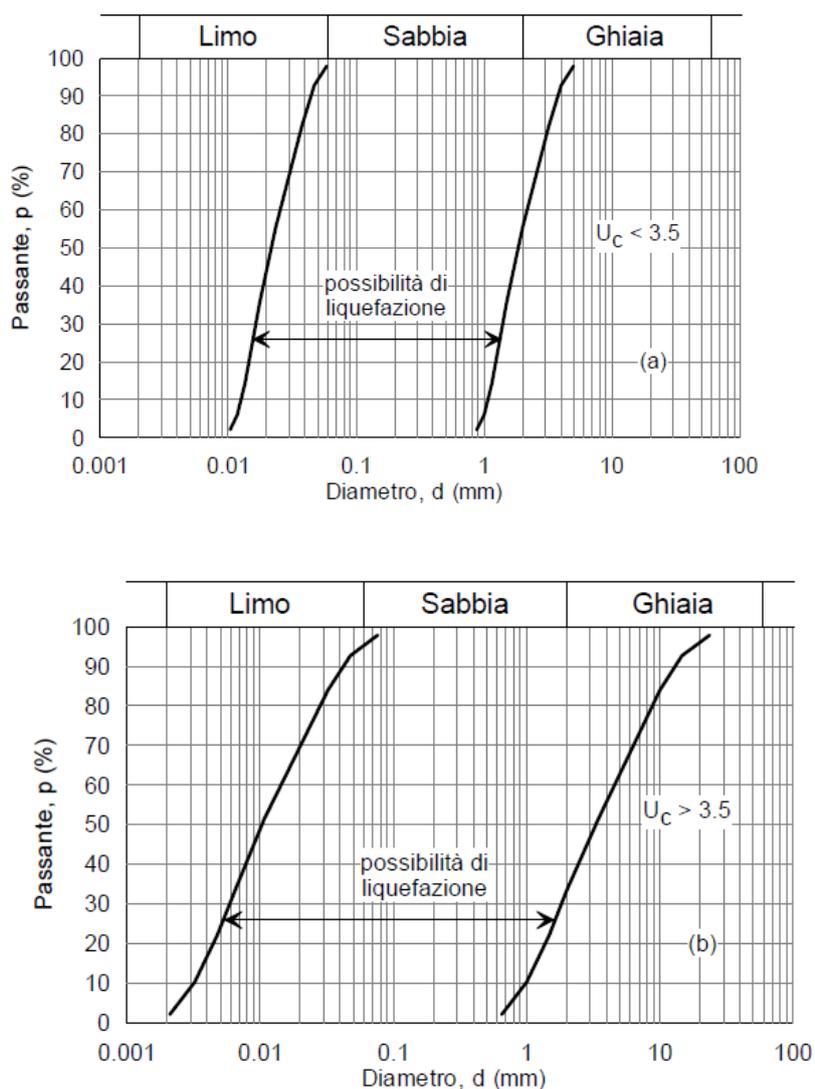


Figura 15 - Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione.

Nel caso in esame le fondazioni del viadotto poggiano o sul substrato o su uno strato di detriti costituito da ghiaia e ciottoli, di modesto spessore, che ricopre il substrato e pertanto la verifica a liquefazione è apparsa non pertinente, in quanto non sussistono i presupposti perché tale fenomeno possa innescarsi.