

COMMITTENTE:



ALTA SORVEGLIANZA:



GENERAL CONTRACTOR:



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

**TRATTA A.V. /A.C. TERZO VALICO DEI GIOVI  
PROGETTO DEFINITIVO**

**Cavalcaferrovia Strada Interporto Rivalta Scrivia alla pk 49+247  
Relazione geotecnica**

GENERAL CONTRACTOR	DIRETTORE DEI LAVORI	
Consorzio <b>Cociv</b> Ing. N. Meistro		

COMMESSA

A 3 0 1

LOTTO

0 X

FASE

D

ENTE

C V

TIPO DOC.

R B

OPERA/DISCIPLINA

I V 1 5 0 X

PROGR.

0 0 1

REV.

A

**Progettazione:**

Rev	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Progettista Integratore	Data	IL PROGETTISTA
A00	Prima emissione	K. Germani 	08/01/2019	A. Nastasi 	08/01/2019	A. Mancarella 	08/01/2019	

n.Elabor.:

File:A301-0X-D-CV-RB-IV15-0X-001-A00.DOCX

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 
	<p>A301-0X-D-CV-RB-IV15-0X-001-A00.DOCX</p> <p>Relazione Geotecnica</p> <p>Foglio 2 di 47</p>

## INDICE

1.	INTRODUZIONE .....	5
2.	DESCRIZIONE GENERALE .....	5
3.	PROFILO STRATIGRAFICO E STRATIGRAFIA DI PROGETTO.....	6
3.1.	Inquadramento geologico.....	6
3.2.	Indagini in sito considerate.....	8
3.3.	Stratigrafia.....	10
3.4.	Parametrizzazione geotecnica .....	11
3.5.	Caratteristiche materiali geotecnici utilizzati nel calcolo geotecnico .....	12
4.	IDROGEOLOGIA E LIVELLI DI FALDA .....	14
5.	ZONIZZAZIONE E CARATTERIZZAZIONE SISMICA .....	16
5.1.	Identificazione della località e dei parametri sismici generali .....	16
5.2.	Definizione della strategia progettuale .....	17
5.3.	Parametri di calcolo .....	19
5.3.1.	Parametri numerici sismici .....	19
5.3.2.	Categoria dei terreni di fondazione e categoria topografica .....	19
5.3.3.	Categoria dei terreni di fondazione e categoria topografica .....	20
5.3.4.	Fattori di struttura .....	20
5.4.	Definizione dello spettro di progetto elastico per lo SLV .....	21
6.	NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....	23
6.1.	Leggi ed Ordinanze.....	23
6.2.	Decreti.....	23
6.3.	Circolari.....	23
6.4.	Normativa per la progettazione di viadotti ed opere di scavalco ferroviarie .....	23
6.5.	Eurocodici .....	23
6.6.	Norme UNI .....	24
7.	DESCRIZIONE MODALITA' DELLE VERIFICHE GEOTECNICHE .....	25

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 
	<p>A301-0X-D-CV-RB-IV15-0X-001-A00.DOCX</p> <p>Relazione Geotecnica</p> <p>Foglio 3 di 47</p>

7.1.	Verifiche di resistenza assiale (verticale) .....	25
7.1.1.	Riferimento normativo .....	25
7.1.2.	Richiami teorici.....	25
7.2.	Verifiche di resistenza ai carichi trasversali (orizzontali) .....	28
7.2.1.	Riferimento normativo .....	28
7.2.2.	Richiami teorici.....	28
8.	VERIFICA GEOTECNICHE PALI SPALLE .....	30
8.1.	Sollecitazioni di progetto alla testa dei pali.....	30
8.2.	Sezione resistente e armatura di verifica in direzione verticale.....	30
8.3.	Dati .....	31
8.4.	Condizioni di carico .....	34
8.5.	Risultati .....	35
8.5.1.	Verifica della portanza assiale .....	35
8.5.2.	Verifica della portanza trasversale .....	35
8.5.3.	Cedimento verticale in testa ai pali .....	36
9.	VERIFICHE GEOTECNICHE PALI MURO AD “U” <b>ERRORE. IL SEGNALIBRO NON È DEFINITO.</b>	
9.1.	Sollecitazioni di progetto alla testa dei pali. <b>Errore. Il segnalibro non è definito.</b>	
9.2.	Sezione resistente e armatura di verifica in direzione verticale <b>Errore. Il segnalibro non è definito.</b>	
9.3.	Dati .....	<b>Errore. Il segnalibro non è definito.</b>
9.4.	Condizioni di carico .....	<b>Errore. Il segnalibro non è definito.</b>
9.5.	Risultati .....	<b>Errore. Il segnalibro non è definito.</b>
9.5.1.	Verifica della portanza assiale .....	<b>Errore. Il segnalibro non è definito.</b>
9.5.2.	Verifica della portanza trasversale .....	<b>Errore. Il segnalibro non è definito.</b>
9.5.3.	Cedimento verticale in testa ai pali .....	<b>Errore. Il segnalibro non è definito.</b>
10.	VERIFICHE GEOTECNICHE PALI MURO AD “L” .....	37
10.1.	Sollecitazioni di progetto alla testa dei pali.....	37
10.2.	Sezione resistente e armatura di verifica in direzione verticale.....	37
10.3.	Dati .....	38

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 
	<p>A301-0X-D-CV-RB-IV15-0X-001-A00.DOCX</p> <p>Relazione Geotecnica</p>
	<p>Foglio 4 di 47</p>

10.4.	Condizioni di carico .....	41
10.5.	Risultati .....	42
10.5.1.	Verifica della portanza assiale .....	42
10.5.2.	Verifica della portanza trasversale .....	42
10.5.3.	Cedimento verticale in testa ai pali .....	43
11.	VERIFICA DI STABILITA' GLOBALE DELLE SCARPATE DI SCAVO .....	45
11.1.	Metodologia di calcolo .....	45
11.2.	Modello geotecnico di riferimento .....	46
11.3.	Risultati .....	47

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	A301-0X-D-CV-RB-IV15-0X-001-A00.DOCX Relazione Geotecnica
	Foglio 5 di 47

## 1. INTRODUZIONE

La presente relazione ha per oggetto le verifiche geotecniche dei pali di fondazione delle spalle e dei muri di sostegno posti a tergo delle spalle del Cavalcaferrovia IV15 nell'ambito del progetto definitivo "Infrastrutture ferroviarie strategiche definite dalla Legge Obiettivo n.443/01 – Tratta A.V./A.C. Terzo Valico dei Giovi".

## 2. DESCRIZIONE GENERALE

L'opera si sviluppa su un'unica campata isostatica per una luce complessiva di 38 m (appoggio-appoggio) su due carreggiate separate. La larghezza trasversale complessiva dell'impalcato per singola carreggiata è di 10,25 m: la sede stradale della carreggiata comprende due corsie di marcia da 3,25 m, affiancate da una banchina esterna larga 1,00 m e da una banchina interna larga 50 cm; sul ciglio esterno è presente un marciapiede di servizio di larghezza pari a 1,50 m, realizzato con un ringrosso della soletta, a cui sono ancorati, a mezzo di tirafondi, le barriere metalliche di protezione a tripla onda in acciaio.

Il ponte è realizzato con travi in acciaio, a cui è solidarizzata, per mezzo di connettori a piolo, la soletta di calcestruzzo gettata in opera; le tre travi principali sono collegate dai traversi ad anima piena, oltre che dagli elementi orizzontali di controvento per le operazioni di varo. La casseratura del getto per la soletta è affidata a predalles prefabbricate di spessore pari a 7 cm.

Lo spessore strutturale della soletta in calcestruzzo è di 25 cm (escluse le predalles). Le travi principali, di altezza pari a 2,0 m, presentano un interasse di 3,85 m. Sono previste sezioni di irrigidimento dell'impalcato (ogni 4,75 m) mediante traversi incastrati in corrispondenza della mezza altezza della trave.

La spalla B (lato binario pari) è assunta come spalla sismica fissa, mentre la spalla A (lato binario dispari) è assunta come mobile.

Le strutture di fondazione sono di tipo profondo, realizzate mediante 24 pali di fondazione (per spalla) Ø1200 di lunghezza pari a 19,00 m.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	A301-0X-D-CV-RB-IV15-0X-001-A00.DOCX Relazione Geotecnica
	Foglio 6 di 47

### 3. PROFILO STRATIGRAFICO E STRATIGRAFIA DI PROGETTO

#### 3.1. Inquadramento geologico

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

Dal punto di vista geologico l'area d'intervento ricade interamente nell'ambito dei depositi alluvionali del bacino alessandrino ed in particolare nell'unità dei depositi alluvionali recenti (fl3). I depositi alluvionali recenti sono posizionati in aree prossime all'alveo del T. Scrivia e sono delimitati a est dallo stesso corso d'acqua e a ovest dall'orlo di terrazzo di Novi Ligure - Formigaro ad orientazione Nord Ovest-Sud Est. Terrazzo alla cui base doveva posizionarsi un paleo-alveo dello Scrivia che dalla zona di Serravalle raggiungeva e attraversava l'attuale centro di Pozzolo e da qui proseguiva verso Ovest secondo un tracciato corrispondente all'attuale Rio di Castel Gazzo. Lo spostamento successivo dell'alveo a Est di Pozzolo e poi ancora verso Est sino al raggiungimento della posizione attuale ha conformato questo tratto di pianura che viene attribuito al fluviale recente. Fluviale recente che si eleva, rispetto all'alveo attuale dello Scrivia, di 20 m nel tratto di monte (zona di Serravalle-Novì) e di 5 metri nel tratto di valle (tra Rivalta Scrivia e Tortona). Il fluviale recente (fl3) comprende terreni a granulometria grossolana con ghiaie nettamente prevalenti (70-80%) sulle sabbie (10-20%) e sulle parti più fini (limo+argilla) 10-20%.

La litofacies è distribuita su gran parte dell'area di pianura interessata dal tracciato del III Valico. Nel tratto meridionale, a ridosso dell'imbocco nord della Galleria di Serravalle, si evidenziano modesti spessori (circa 4 m) di ghiaie sabbioso-limose che ricoprono la formazione delle Argille Azzurre. Verso nord, in corrispondenza della progressiva 37+500 ca., si osserva un rapido incremento dello spessore dei sedimenti, che passa da 3-4 m a oltre 30 m; tale spessore aumenta ulteriormente verso nord. Le informazioni circa l'andamento delle unità nel sottosuolo sono state derivate dai sondaggi SI11, SI12, XA301R087, XA301R088, XA301R089, XA301R090, XA301R091, XA301R092, XA301R093, XA301R094, XA301R095, XA301R096, XA301R097, XA301R099, XA301R099, XA301R100, XA301R102, XA301R103, XA301R104, XA301R105, XA301R106. In aggiunta, sono stati considerati anche i sondaggi L3-S26, L3-S55 e L3-S63, relative alla campagna di indagine 2012/2014, ricadenti in prossimità dell'opera.

Le unità litologiche che caratterizzano l'area d'intervento sono costituite dall'alto verso il basso da:

- materiali di riporto con spessore da 0.5 a 4 m, posti in corrispondenza dell'opera in progetto (ove è attualmente presente il rilevato della carreggiata autostradale). Vicino al rilevato è invece presente, come strato superficiale, terreno vegetale costituito da argilla

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 	
	<p>A301-0X-D-CV-RB-IV15-0X-001-A00.DOCX</p> <p>Relazione Geotecnica</p>	<p>Foglio</p> <p>7 di 47</p>

con limo sabbioso di spessore variabile tra 0,5 e 2 m circa (questo livello non è comunque interessato dall'opera).

- depositi alluvionali del Fluviale Recente (fl3), costituiti da ghiaie con diametro medio-grosso poco addensate, sabbioso-siltose e locali lenti di limi argilloso-argillosi di colore ocraceo. Lo spessore minimo misurato nei sondaggi, nel settore d'interesse, è variabile da 3 metri a 13 metri.
- depositi alluvionali del Fluviale Recente (fl3), costituiti da ghiaie poligeniche da addensate a molto addensate, con abbondante matrice sabbioso-siltosa-argillosa; lo spessore di tali depositi non è noto, anche se comunque è ubicato ad una profondità che i sondaggi realizzati in questo settore indicano essere maggiore del piano di posa dei pali di grosso diametro.

Dal punto di vista idrogeologico, il settore in cui ricade l'opera è caratterizzato dalla presenza di un acquifero superficiale a falda libera costituito da depositi alluvionali di pianura. Il substrato impermeabile o molto poco permeabile è invece costituito dalle Argille di Lugagnano; il limite con il substrato non è noto anche se i sondaggi indicano che esso si trovi a profondità maggiori di 40 m. L'orizzonte superiore dei depositi fluviali risulta essere maggiormente permeabile rispetto all'orizzonte inferiore.

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

Per quanto riguarda il livello inferiore dei depositi fl3, le prove Lefranc eseguite nell'ambito del Progetto Definitivo definiscono un intervallo piuttosto ampio di valori, compresi tra  $1 \times 10^{-6}$  e  $1 \times 10^{-3}$  m/s. Le prove effettuate nel sondaggio SI11, prossimo alla WBS GA1N, hanno fornito le seguenti permeabilità:

- da 7.80 a 9.00 m da pc:  $5.41 \times 10^{-6}$  m/s;
- da 16.5 a 18.5 m da pc:  $2.87 \times 10^{-8}$  m/s;
- da 25.5 a 27.0 m da pc:  $1.91 \times 10^{-8}$  m/s.

In questo settore la direzione media di deflusso di falda è da S a N e il gradiente idraulico medio di è basso, dell'ordine di  $5 \times 10^{-3}$ . Un'indicazione sul livello di falda di riferimento e sull'entità delle oscillazioni piezometriche è possibile derivarla dai piezometri XA301C087 e XA301R077.

Dai dati di monitoraggio piezometrico a disposizione si è assunto per i calcoli un livello di falda posizionato a -6.0 m dal p.c.

Non si ravvisa alcuna particolare criticità legata a possibili impatti connessi alla realizzazione dell'opera con le risorse idriche presenti nel settore.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	A301-0X-D-CV-RB-IV15-0X-001-A00.DOCX Relazione Geotecnica
	Foglio 8 di 47

### 3.2. Indagini in sito considerate

Nella zona in oggetto, sono stati eseguiti una serie di sondaggi geotecnici a carotaggio continuo. La denominazione dei sondaggi di cui sopra, nonché le rispettive profondità raggiunte, sono riportate nella tabella seguente.

Sondaggi a carotaggio		
Denominazione	Quota assoluta (m s.l.m.m.)	Lunghezza (m)
XA301R097	125.584	30
XA301R098	125.200	30
XA301R094	131.822	30
XA301R095	129.185	30
XA301R096	128.183	30

**Tabella 1. Sondaggi nell'area di realizzazione dell'opera.**

Nell'area è stata effettuata una prima campagna integrativa nel 2005 e una seconda campagna integrativa nel 2012/2014, allo scopo di completare le informazioni geotecniche con un maggiore grado di dettaglio.

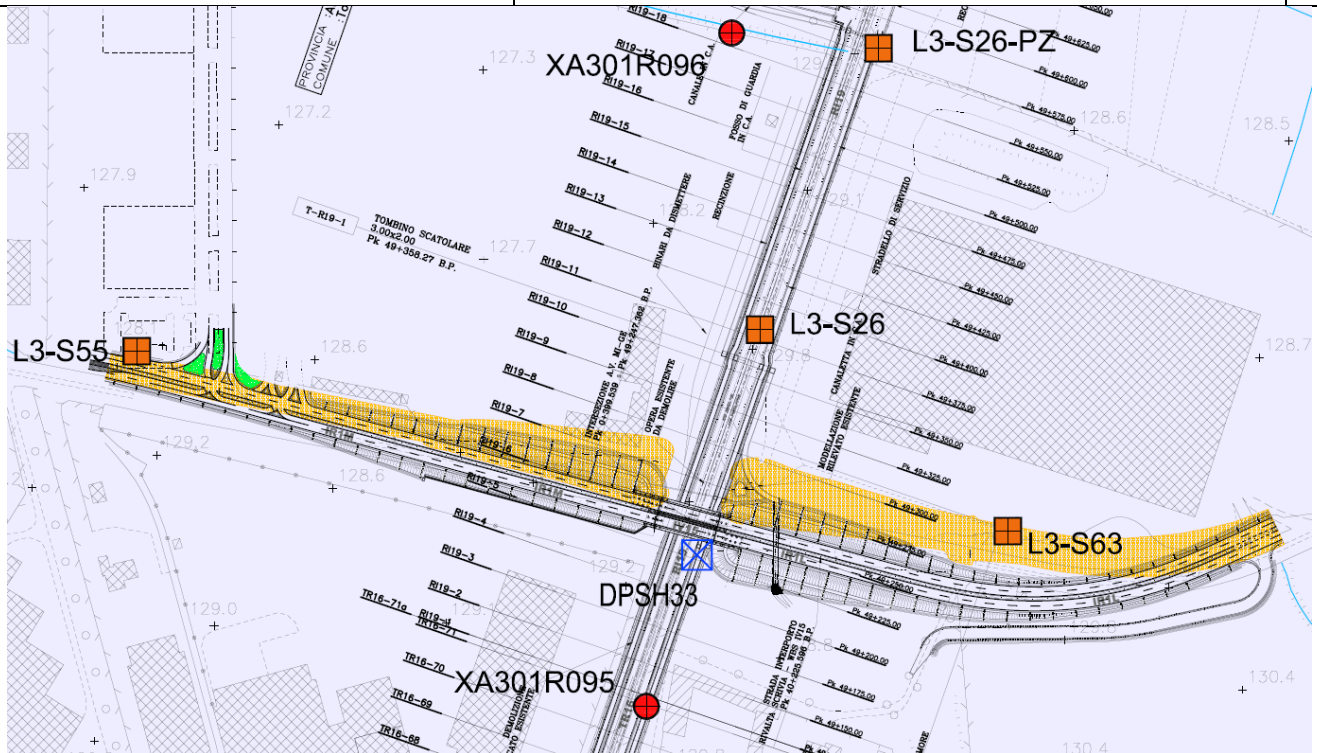
Sondaggio	Pk	Quota assoluta (m s.l.m.m.)	Lunghezza (m)
<b>SI13</b>	52+960	171.520	30
<b>SI14</b>	53+100	117.566	30
<b>SI12</b>	46+850	137.463	30

**Tabella 2. Sondaggi campagna integrativa 2005.**

Sondaggio	Quota assoluta (m s.l.m.m.)	Lunghezza (m)
<b>L3-S26</b>	131.080	30
<b>L3-S55</b>	128.390	25
<b>L3-S63</b>	129.610	25

**Tabella 3. Sondaggi campagna integrativa 2012/2014.**





**Figura 1. Posizionamento planimetrico dei sondaggi in prossimità dell'opera.**

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

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	A301-0X-D-CV-RB-IV15-0X-001-A00.DOCX Relazione Geotecnica
	Foglio 10 di 47

### 3.3. Stratigrafia

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

A partire dal piano campagna locale e fino a profondità di circa 2/2.5 m si può incontrare uno strato superficiale di terreno di riporto/agricolo costituito da limo sabbioso marrone scuro, localmente inglobante clasti arrotondati (Formazione LS).

Al di sotto della Formazione LS e fino alle massime profondità indagate è presente un deposito di origine alluvionale postglaciale (Olocene) fl3 costituito da ghiaia medio grossa in matrice variabile da sabbiosa in superficie ad argillosa in profondità. In dettaglio la stratigrafia di tale deposito alluvionale può essere schematizzata nel modo seguente:

- al di sotto della Formazione LS e fino a profondità variabili fra i 8.5 - 14.5 m dal p.c. sono presenti ghiaie medio grosse grigiastre in matrice sabbiosa debolmente limosa (Formazione GS).
- al di sotto della Formazione GS e fino a profondità variabili fra i 12.0 - 19.5 m dal p.c. sono presenti ghiaie medio grosse in matrice limosa debolmente argillosa (con la matrice argillosa crescente con la profondità) di colore marrone (Formazione GA).
- al di sotto della Formazione GA sono presenti ghiaie medio grosse in matrice sabbiosa e argillosa di colore marrone rossiccio, avente caratteristiche meccaniche superiori rispetto al deposito sovrastante (Formazione GS/GA). Tale strato risulta notevolmente più rigido rispetto agli strati sovrastanti.

Dalla pk 51+546 a 52+521 sono presenti al di sotto della Formazione GA limi argillosi e argille limose dalla profondità di 19 m dal p.c a 59 m circa dal p.c.

Alla pk 52+294 è stata rilevata una lente di spessore di 1 m circa alla profondità di 37.3 m dal p.c di sabbie poco addensate.

Le prove SPT hanno fornito gli intervalli di valori riportati nella seguente tabella.

Prove	Formazione LS	Formazione GS	Formazione GA	Formazione GS/GA
N <sub>SPT</sub> (colpi/30cm)	-	42 ÷ 70 (1)	15 ÷ 40	40 ÷ 58 (1)

(1) Alcuni valori a rifiuto

**Tabella 3. Tabella dei valori prove SPT.**

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	A301-0X-D-CV-RB-IV15-0X-001-A00.DOCX Relazione Geotecnica
	Foglio 11 di 47

### 3.4. Parametrizzazione geotecnica

Di seguito si forniscono i parametri di base per i materiali geotecnici nell'area in esame. Per i parametri e la caratterizzazione geotecnica dello strato di limo sabbioso (LS) sono stati utilizzati i dati provenienti dal Progetto Definitivo.

Parametri	LS	GS	GA	GS/GA
Peso di volume $\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	18	19 ÷ 20	19 ÷ 20	19 ÷ 20
Densità relativa $D_r$ [%]	-	70 ÷ 95	40 ÷ 55	50 ÷ 75
Angolo di resistenza al taglio operativo $\phi'$ [°]	28	38 ÷ 40	34 ÷ 39	37 ÷ 42
Coesione efficace $c'$ [kPa]	0	0	0	0
Velocità delle onde di taglio $V_s$ [m/s] <sup>(2)</sup>	-	180 ÷ 225 <sup>(1)</sup>	175 <sup>(1)</sup>	260 ÷ 295 <sup>(1)</sup>
Modulo di taglio a piccole deformazioni $G_0$ per materiali granulari [MPa]	-	63.5 ÷ 100 <sup>(2)</sup>	50 ÷ 65 <sup>(2)</sup>	130 ÷ 170 <sup>(2)</sup>
Modulo di Young a piccole deformazioni $E_0$ per materiali granulari [MPa]	-	160 ÷ 255 <sup>(2)</sup>	135 ÷ 175 <sup>(2)</sup>	345 ÷ 440 <sup>(2)</sup>

(1) Valori delle velocità delle onde di taglio ricavate dai dati SPT secondo la correlazione di Ohta e Goto.

(2) Valori crescenti con la profondità.

(3) Valori di coesione in kPa

#### Tabella 4. Caratteristiche di base dei materiali geotecnici

Per quanto sopra, la parametrizzazione dei terreni risulta come di seguito riportato.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	A301-0X-D-CV-RB-IV15-0X-001-A00.DOCX <b>Relazione Geotecnica</b>	Foglio 12 di 47

### 3.5. Caratteristiche materiali geotecnici utilizzati nel calcolo geotecnico

Alla luce di quanto sopra la stratigrafia di progetto da utilizzarsi nelle verifiche geotecniche è riportata nella tabella seguente. Questa è stata dedotta dal profilo geotecnico-geologico lungo la tratta in esame.

Stratigrafia di calcolo	Da [m] (da p.c.)	A [m] (da p.c.)	Tipo di terreno
<b>LS</b>	p.c.	2.0	Limo sabbioso
<b>GS</b>	2.0	10.0	Ghiaia medio grossa in matrice sabbiosa
<b>GA</b>	10.0	16.0	Ghiaia medio grossa in matrice argillosa
<b>GS/GA</b>	16	in poi	Ghiaia medio grossa in matrice sabbiosa/argillosa

**Tabella 5. Stratigrafia di progetto per l'area in esame**

La stratigrafia di progetto che illustra i rapporti opere-terreni è stato dedotto dal profilo geotecnico-geologico lungo la tratta in esame.

Per il rilevato ferroviario vengono assunte le proprietà utilizzate tipicamente per tali tipologie di opere, dove:

- $\phi' = 35-38^\circ$ ;
- $E = 15-50$  MPa

Pertanto con riferimento alla caratterizzazione geotecnica, si assumono i seguenti valori per il complesso geotecnico d'interesse, come di seguito riportato.

Terreno	Sigla	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c'$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\phi'$ (°)	$G_{ur}$ (MPa)	$G_{50}$ (MPa)
Rilevato	R	20	0.0	35	62.5	6.25
Limo Sabbioso	LS	18	0.0	28	-	-
Ghiaia sabbiosa	GS	20	0.0	38	63.5	6.35
Ghiaia Argillosa	GA	20	0.0	34	50	5
Ghiaia sabbiosa argillosa	GS/GL	20	0.0	37	130	10

**Tabella 6. Caratteristiche di progetto dei materiali geotecnici utilizzati nel calcolo**

dove:

- $\gamma$  = peso dell'unità di volume del terreno;
- $c'$  = coesione in termini di pressioni effettive;
- $\phi'$  = angolo di attrito in termini di pressioni effettive;
- $G_{ur}$  = modulo di deformabilità a taglio a piccole deformazioni;
- $G_{50}$  = modulo di deformabilità a taglio operativo.

#### 4. IDROGEOLOGIA E LIVELLI DI FALDA

L'area in esame è stata indagata mediante una serie di prove in sito realizzate nei fori di sondaggio.

Dalle letture piezometriche si suppone che la superficie libera di falda al suo livello massimo possa essere posizionata a 6 m dal p.c. Particolarmente numerose, le prove Lefranc hanno permesso di definire la permeabilità locale delle varie formazioni nel sottosuolo.

La figura sottostante riporta la sintesi delle indagini condotte, che hanno mostrato come la stratigrafia sia caratterizzata da una variazione delle permeabilità, ed in particolare una loro riduzione con l'aumento della profondità.

In particolare vengono a distinguersi:

- i valori di permeabilità determinati attraverso prove Lefranc (colore ciano);
- andamento livello piezometrico massimo gennaio 2003 (colore blu);
- andamento livello piezometrico minimo settembre / ottobre 2003 (colore viola).

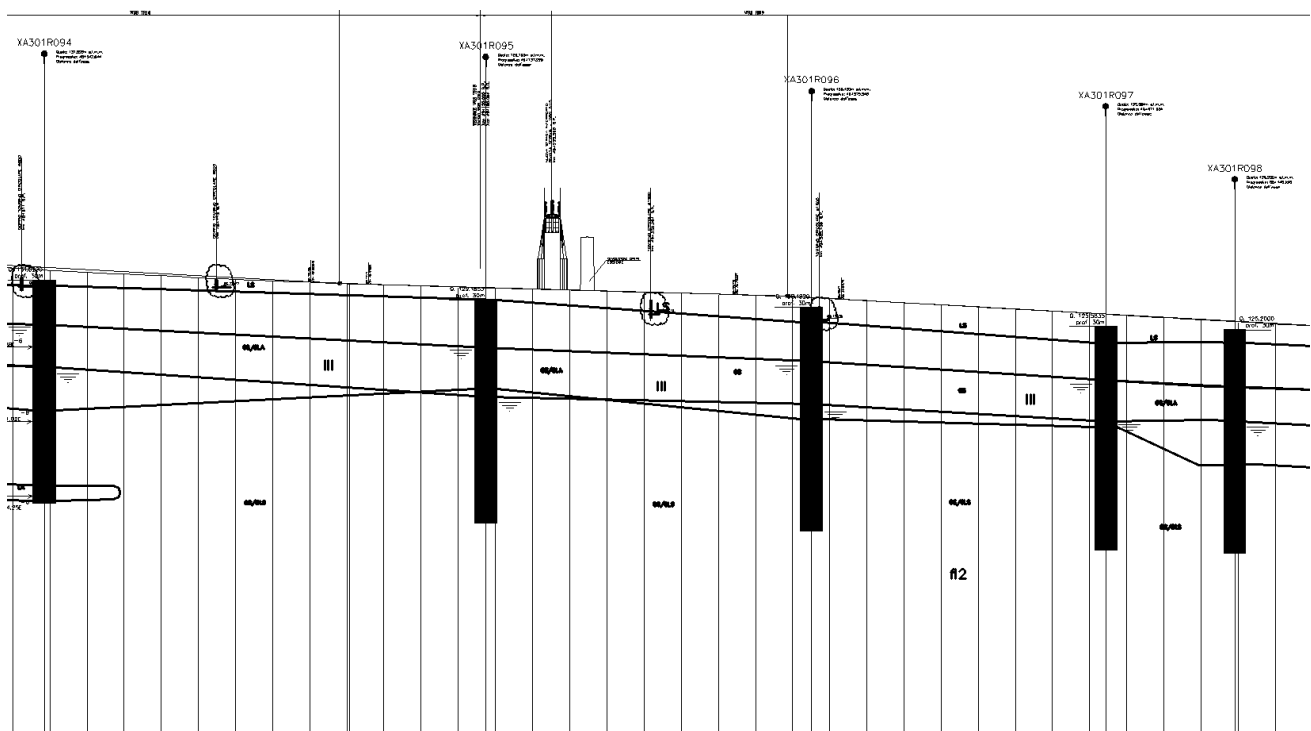


Figura 2. Caratteristiche idrogeologiche dell'area in esame

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	A301-0X-D-CV-RB-IV15-0X-001-A00.DOCX Relazione Geotecnica	Foglio 15 di 47

Nel dettaglio, è possibile osservare come:

- gli strati superficiali (LS, GS) sono caratterizzati da una permeabilità tipica ei materiali grossolano puliti, dell'ordine di  $10^{-3}$  m/s. Tale valore può tuttavia essere inteso come limite superiore, determinato in corrispondenza di un'area che potrebbe essere stata oggetto di trasformazioni antropiche, in quanto la medesima formazione mostra lateralmente e a distanza non eccezionali dei valori significativamente inferiori;
- gli strati sottostanti risultano caratterizzati da un permeabilità inferiore, ad evidenziare la presenza di una componente fine costante lungo la verticale, che risulta dell'ordine di  $10^{-5}$  m/s, ma con valori che possono lambire il valore di  $10^{-3}$  m/s ( $8.97 \cdot 10^{-4}$  m/s, per verticale di indagine SI11).

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	A301-0X-D-CV-RB-IV15-0X-001-A00.DOCX Relazione Geotecnica	Foglio 16 di 47

## 5. ZONIZZAZIONE E CARATTERIZZAZIONE SISMICA

### 5.1. Identificazione della località e dei parametri sismici generali

Il viadotto oggetto della presente relazione è situato all'interno del territorio del Comune di Tortona (AL).



Il sito è definito dalle seguenti coordinate geografiche:

- Longitudine: **8,8173475**
- Latitudine: **44,8699532**

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE

LATITUDINE

---

Ricerca per comune

REGIONE

PROVINCIA

COMUNE

---

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta ➔

Variabilità dei parametri ➔

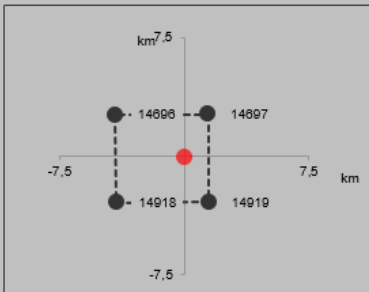
---

Elaborazioni

Tabella parametri ➔

---

Nodi del reticolo intorno al sito




Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

- Sito esterno al reticolo
- Interpolazione su 3 nodi
- Interpolazione corretta

Interpolazione



La "Ricerca per comune" utilizza le ... coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che ... all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

---

INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3



GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	A301-0X-D-CV-RB-IV15-0X-001-A00.DOCX Relazione Geotecnica
	Foglio 17 di 47

## 5.2. Definizione della strategia progettuale

In riferimento al D.M. 17.01.2018 “Norme Tecniche per le Costruzioni”, le opere sono progettate (in funzione dell’importanza strategica dell’infrastruttura) secondo i seguenti parametri:

- Vita Nominale dell’opera: **100 anni**

Tabella 2.4.I – Vita nominale  $V_N$  per diversi tipi di opere

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale $V_N$ (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva <sup>1</sup>	$\leq 10$
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	$\geq 50$
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	$\geq 100$

- Classe d’uso dell’opera: **IV**

### 2.4.2 CLASSI D’USO

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d’uso così definite:

*Classe I:* Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

*Classe II:* Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l’ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l’ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d’uso III o in Classe d’uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

*Classe III:* Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l’ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d’uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

*Classe IV:* Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l’ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, “Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade”, e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

- Coefficiente di utilizzo dell’opera: **2,00**

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d’uso  $C_U$

CLASSE D’USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE $C_U$	0,7	1,0	1,5	2,0

- Vita di riferimento dell’opera: **200 anni**

### 2.4.3 PERIODO DI RIFERIMENTO PER L’AZIONE SISMICA

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento  $V_R$  che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale  $V_N$  per il coefficiente d’uso  $C_U$ :

$$V_R = V_N \cdot C_U \quad (2.4.1)$$

Qui di seguito si riporta la sintesi delle scelte progettuali adottati con i tempi di ritorno dell'azione sismica identificati in funzione del singolo stato limite.

Vita nominale della costruzione (in anni) - $V_N$	<input type="text" value="100"/>	info
Coefficiente d'uso della costruzione - $c_U$	<input type="text" value="2"/>	info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - $V_R$	<input type="text" value="200"/>	info
Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - $T_R$		info
Stati limite di esercizio - SLE	SLO - $P_{VR} = 81\%$	<input type="text" value="120"/>
	SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input type="text" value="201"/>
Stati limite ultimi - SLU	SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input type="text" value="1898"/>
	SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input type="text" value="2475"/>

Elaborazioni

- Grafici parametri azione
- Grafici spettri di risposta
- Tabella parametri azione

Strategia di progettazione

Stato Limite	Strategia scelta ( $T_R$ [anni])	Strategia per costruzioni ordinarie ( $T_R$ [anni])
SLO	120	30
SLD	201	50
SLV	1898	500
SLC	2475	1000

LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
- Strategia scelta

INTRO	FASE 1	FASE 2	FASE 3
-------	--------	--------	--------

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	A301-0X-D-CV-RB-IV15-0X-001-A00.DOCX Relazione Geotecnica

Foglio  
19 di 47

### 5.3. Parametri di calcolo

#### 5.3.1. Parametri numerici sismici

Sono stati definiti e utilizzati nei calcoli 3 differenti spettri di risposta di progetto:

- Spettro di progetto elastico valutato per lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) per la valutazione delle azioni sismiche dovute alla massa delle strutture, del terreno e dei sovraccarichi direttamente gravanti su di esse.

Nella tabella successiva sono riportati i parametri numerici sismici per i periodi di ritorno associati ai diversi Stati Limite:

SLATO LIMITE	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$ [-]	$T_c^*$ [s]
SLO	120	0,044	2,487	0,249
SLD	201	0,056	2,484	0,261
SLV	1898	0,141	2,455	0,279
SLC	2475	0,155	2,459	0,281

#### 5.3.2. Categoria dei terreni di fondazione e categoria topografica

Il terreno di fondazione è classificato simicamente come di **categoria B**.

Tabella 3.2.II – Categorie di sottosuolo

Categoria	Descrizione
<b>A</b>	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
<b>B</b>	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> 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 (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
<b>C</b>	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> 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 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
<b>D</b>	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
<b>E</b>	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m</i> , posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	A301-0X-D-CV-RB-IV15-0X-001-A00.DOCX Relazione Geotecnica
	Foglio 20 di 47

### 5.3.3. Categoria dei terreni di fondazione e categoria topografica

Considerando che il territorio si presenta essenzialmente pianeggiante e privo di significati salti di quota la categoria topografica del sito è stata assunta pari a **categoria T<sub>1</sub>**.

**Tabella 3.2.IV** – *Categorie topografiche*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

### 5.3.4. Fattori di struttura

A favore di sicurezza il calcolo e le verifiche sono stati effettuati in campo elastico.

Il fattore di struttura è stato pertanto posto pari a **q = 1,00**.

Lo spettro di progetto adottato sarà pertanto identico allo spettro elastico.

### 5.4. Definizione dello spettro di progetto elastico per lo SLV

Nell'immagine successiva è riportata la determinazione dei parametri dello spettro di risposta elastico valutato per lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV):

**Stato Limite**  
 Stato Limite considerato **SLV** info

---

**Risposta sismica locale**  
 Categoria di sottosuolo **B** info       $S_s = 1,200$        $C_c = 1,419$  info  
 Categoria topografica **T1** info       $h/H = 1,000$        $S_T = 1,000$  info  
(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

---

**Compon. orizzontale**  
 Spettro di progetto elastico (SLE)      Smorzamento  $\xi$  (%) **5**       $\eta = 1,000$  info  
 Spettro di progetto inelastico (SLU)      Fattore  $q_0$  **1**      Regol. in altezza **sì** info

---

**Compon. verticale**  
 Spettro di progetto      Fattore  $q$  **1**       $\eta = 1,000$  info

---

**Elaborazioni**  
 Grafici spettri di risposta ▶▶▶  
 Parametri e punti spettri di risposta ▶▶▶

— Spettro di progetto - componente orizzontale

— Spettro di progetto - componente verticale

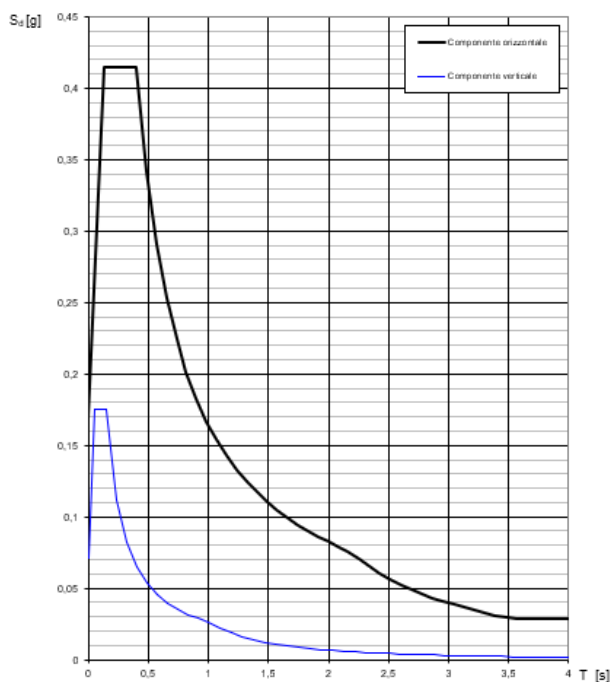
— Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1,  $\xi = 5\%$ )

**Spettri di risposta**

Y-axis:  $S_{d,o}$  [g],  $S_{d,v}$  [g],  $S_e$  [g]  
 X-axis: T [s]

---

INTRO   
 FASE 1   
 FASE 2   
 FASE 3



Nella tabella successiva sono riportati analiticamente i parametri sismici ed i valori delle accelerazioni normalizzate in funzione del periodo di vibrazione:

### Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato SLV

#### Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
$a_g$	0,141 g
$F_0$	2,455
$T_C$	0,279 s
$S_s$	1,200
$C_C$	1,419
$S_T$	1,000
$q$	1,000

#### Parametri dipendenti

$S$	1,200
$\eta$	1,000
$T_B$	0,132 s
$T_C$	0,397 s
$T_D$	2,163 s

#### Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

#### Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto  $S_d(T)$  per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico  $S_c(T)$  sostituendo  $\eta$  con  $1/q$ , dove  $q$  è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

#### Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,169
$T_B$ ←	0,132	0,415
$T_C$ ←	0,397	0,415
	0,481	0,342
	0,565	0,291
	0,649	0,254
	0,733	0,224
	0,817	0,201
	0,901	0,183
	0,986	0,167
	1,070	0,154
	1,154	0,143
	1,238	0,133
	1,322	0,124
	1,406	0,117
	1,490	0,110
	1,574	0,105
	1,659	0,099
	1,743	0,094
	1,827	0,090
	1,911	0,086
	1,995	0,082
	2,079	0,079
$T_D$ ←	2,163	0,076
	2,251	0,070
	2,338	0,065
	2,426	0,061
	2,513	0,056
	2,601	0,053
	2,688	0,049
	2,776	0,046
	2,863	0,043
	2,951	0,041
	3,038	0,039
	3,125	0,036
	3,213	0,034
	3,300	0,033
	3,388	0,031
	3,475	0,029
	3,563	0,028
	3,650	0,028
	3,738	0,028
	3,825	0,028
	3,913	0,028
	4,000	0,028

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 
	<p>A301-0X-D-CV-RB-IV15-0X-001-A00.DOCX</p> <p>Relazione Geotecnica</p> <p>Foglio 23 di 47</p>

## 6. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

I calcoli sono stati eseguiti nel rispetto della seguente normativa italiana:

### 6.1. Leggi ed Ordinanze

- L. 05.11.1971, n. 1086, “Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”.
- L. 02.02.1974, n. 64, “Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”.
- O.P.C.M. 20.03.2003 n. 3274, “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”

### 6.2. Decreti

- D.M. 17.01.2018, “Norme Tecniche per le Costruzioni”.
- D.M. 14.01.2008, “Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”.
- D.M. 05.11.2001, “Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade”.

### 6.3. Circolari

- Circolare 02.02.2009 n. 617/C.S.LL.PP., “Istruzioni per l’applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14/01/2008”.
- Circ. Min. LL.PP. 04.05.1990, n. 34233., “Istruzioni relative alla normativa tecnica dei ponti stradali”.

### 6.4. Normativa per la progettazione di viadotti ed opere di scavalco ferroviarie

- Istruzione n° I/SC/PS-OM/2298 “Sovraccarichi per il calcolo dei ponti ferroviari – Istruzioni per la progettazione e il collaudo del 2 giugno 1995.”, completo delle relative integrazioni, emanata dall’ASA SERVIZI DI INGEGNERIA delle FS il 13.1.1997.
- Istruzione 44a “Criteri per la compilazione e l’esame dei progetti di cavalcavia sulla sede ferroviaria del 5/10/92”.
- Istruzione 44b “Istruzioni tecniche per manufatti sotto binario da costruire in zona sismica”. Testo aggiornato della istruzione 44b del 14/11/96 approvato dal Consiglio Superiore dei LL.PP.
- Prescrizioni tecniche Italferr

### 6.5. Eurocodici

- UNI EN 1991-2 (Eurocodice 1 – Parte 2), “Azioni sulle strutture – Carichi da traffico sui ponti”.
- UNI EN 1992-1 (Eurocodice 2 – Parte 1), “Progettazione delle strutture in calcestruzzo – Regole generali”.
- UNI EN 1992-2 (Eurocodice 2 – Parte 2), “Progettazione delle strutture in calcestruzzo – Ponti”.
- UNI EN 1998-2 (Eurocodice 8 – Parte 2), “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Ponti”.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	A301-0X-D-CV-RB-IV15-0X-001-A00.DOCX Relazione Geotecnica	Foglio 24 di 47

## 6.6. Norme UNI

- UNI EN 206-1:2006, “Calcestruzzo – Specificazione, prestazione e conformità”.
- UNI 11104:2016, “Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità – Istruzioni complementari per l’applicazione della EN 2016-1”



GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	A301-0X-D-CV-RB-IV15-0X-001-A00.DOCX Relazione Geotecnica
	Foglio 25 di 47

## 7. DESCRIZIONE MODALITA' DELLE VERIFICHE GEOTECNICHE

Le verifiche sono state eseguite con l'ausilio dei seguenti programmi di calcolo:

- CARL, realizzato da "Aztec Informatica s.r.l." utilizzato per le verifiche carico limite e cedimenti.

### 7.1. Verifiche di resistenza assiale (verticale)

#### 7.1.1. Riferimento normativo

La verifica di resistenza assiale dei pali viene svolta allo stato limite ultimo; facendo riferimento alle NTC 2018 si segue:

- Approccio 2: Combinazione: (A1/M1/R3)

Coefficienti parziali delle resistenze  $\gamma_R$ : segue estratto Tabella 6.4.II, NTC 2018, con i coefficienti parziali adottati evidenziati.

**Tabella 6.4.II** – Coefficienti parziali  $\gamma_R$  da applicare alle resistenze caratteristiche.

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
		(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	$\gamma_h$	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	$\gamma_s$	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale (*)	$\gamma_t$	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	$\gamma_{st}$	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

(\*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto

#### 7.1.2. Richiami teorici

Il carico verticale che grava sul palo va confrontato con il valore di calcolo della resistenza verticale del palo stesso. Il problema che si pone, quindi, è quello di determinare la capacità portante del palo. Determinata la capacità portante, la resistenza di calcolo verticale del palo si ottiene applicando degli opportuni coefficienti di sicurezza.

La capacità portante di un palo viene valutata come somma di due contributi: portanza di base (o di punta) e portanza per attrito laterale lungo il fusto. Cioè si assume valida l'espressione:

$$Q_T = Q_P + Q_L - W_P$$

dove:

- $Q_T$  Portanza totale del palo;
- $Q_P$  Portanza di base del palo;
- $Q_L$  Portanza per attrito laterale del palo;
- $W_P$  Peso proprio del palo.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	A301-0X-D-CV-RB-IV15-0X-001-A00.DOCX Relazione Geotecnica	Foglio 26 di 47

Le due componenti  $Q_P$  e  $Q_L$  sono calcolate in modo indipendente fra loro. Risulta molto difficoltoso, tranne che in poche situazioni, stabilire quanta parte del carico viene assorbita per attrito laterale e quanta per resistenza alla base.

Nel caso di pali soggetti a trazione la resistenza allo sfilamento vale:

$$Q_T = Q_L + W_P$$

Dalla capacità portante del palo si ricava il carico ammissibile del palo  $Q_A$  applicando degli opportuni coefficienti di sicurezza rispettivamente  $\gamma_b$  e  $\gamma_s$ .

I coefficienti  $\gamma_b$  e  $\gamma_s$  rappresentano rispettivamente i valori del coefficiente di sicurezza per la portanza di punta e quello per la portanza laterale.

Quindi nel caso di pali compressi abbiamo la seguente relazione:

$$Q_A = Q_P/\gamma_b + Q_L/\gamma_s - W_P$$

Nel caso invece di pali soggetti a sforzi di trazione abbiamo la seguente relazione:

$$Q_A = Q_L/\gamma_s + W_P$$

### Capacità portante di punta

In generale la capacità portante di punta viene calcolata tramite l'espressione:

$$Q_P = A_P (c N_c + q_b N_q)$$

dove  $A_P$  è l'area portante efficace della punta del palo,  $c$  è la coesione,  $q_b$  è la pressione del terreno alla quota della punta del palo ed i coefficienti  $N_c$  e  $N_q$  sono i coefficienti delle formule della capacità portante corretti per tener conto degli effetti di profondità.

$N_c$  ed  $N_q$  dipendono sia dalla geometria del palo che dalle caratteristiche del terreno angolo di attrito e coesione ( $\phi$  e  $c$ ).

In letteratura è possibile trovare diverse formule per il calcolo dei valori di  $N_c$  ed  $N_q$ .

Per pali in argilla in condizioni non drenate ( $\phi=0$ ,  $c=c_u$ ) si assume in genere per  $N_c$  il valore proposto da Skempton pari a 9 (valore in corrispondenza della punta del palo) mentre  $N_q=1$ . Diversi autori hanno proposto altri valori per il fattore  $N_c$  ma in generale le variazioni sono abbastanza contenute.

Diverso è il caso del fattore  $N_q$  per il quale diversi autori propongono dei valori spesso molto discordanti fra di loro.

In particolare da prove effettuati su pali realizzati in terreni non coesivi, si vede che la variazione della resistenza alla punta non cresce in modo lineare con la profondità, ma raggiunto un certo valore essa si mantiene pressochè costante. Questo fenomeno è stato spiegato da Vesic mettendo in conto un <<effetto arco>> che si manifesta nei dintorni del palo.

Un modo semplice per tener conto del fatto che la resistenza alla punta non può crescere indefinitamente è quello di considerare il diagramma delle pressioni verticali in corrispondenza del palo opportunamente modificato.

In particolare si assume che la pressione verticale  $\sigma_v$  cresca linearmente (pressione geostatica) fino ad una certa profondità  $z_c$  ( $\sigma_v=\sigma_c$ ); superata tale profondità il valore della

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	A301-0X-D-CV-RB-IV15-0X-001-A00.DOCX <b>Relazione Geotecnica</b>	Foglio 27 di 47

pressione verticale si mantiene costante e pari a  $\sigma_c$ : in pratica si assume un diagramma bilatero per l'andamento della pressione verticale in corrispondenza del palo.

Il valore di  $z_c$  (detta anche profondità critica) dipende dal diametro del palo,  $D$ , dalla tecnologia di realizzazione (palo infisso o trivellato) dall'angolo di attrito del terreno  $\phi$ .

Nella determinazione di  $z_c$  il valore di  $\phi$  da considerare è funzione del valore dell'angolo di attrito prima dell'installazione del palo,  $\phi'$ , secondo le seguenti relazioni:

- Per pali infissi  $\phi = 3/4 \phi' + 10$
- Per pali trivellati  $\phi = \phi' - 3$

A parità di diametro influisce il grado di addensamento del terreno (densità relativa  $D_r$ ) e la resistenza alla punta cresce con il crescere della densità.

Nella sezione successiva descriveremo le relazioni per la determinazione di  $N_c$  ed  $N_q$ .

### Capacità portante per attrito laterale

La portanza laterale è data dall'integrale esteso a tutta la superficie laterale del palo delle tensioni tangenziali palo-terreno in condizioni limiti:

$$Q_L = \text{Int}(\tau_a) dS$$

dove  $\tau_a$  è dato dalla nota relazione di Coulomb:

$$\tau_a = c_a + \sigma_h \text{tg } \delta$$

dove  $c_a$  è l'adesione palo-terreno,  $\delta$  è l'angolo di attrito palo-terreno, e  $\sigma_h$  è la tensione orizzontale alla generica profondità  $z$ . La tensione orizzontale  $\sigma_h$  è legata alla pressione verticale  $\sigma_v$  tramite il coefficiente di spinta  $K_s$

$$\sigma_h = K_s \sigma_v$$

Indicando con  $C$  il perimetro e con  $L$  la lunghezza del palo abbiamo:

$$\text{Int}^L(C(c_a + K_s \sigma_v \text{tg } \delta) dz)$$

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	A301-0X-D-CV-RB-IV15-0X-001-A00.DOCX Relazione Geotecnica
	Foglio 28 di 47

## 7.2. Verifiche di resistenza ai carichi trasversali (orizzontali)

### 7.2.1. Riferimento normativo

La verifica di resistenza laterale dei pali viene svolta allo stato limite ultimo; facendo riferimento alle NTC 2018 si segue:

- Approccio 2: Combinazione: (A1/M1/R3)

Coefficienti parziali delle resistenze  $\gamma_T$ : segue estratto Tabella 6.4.VI, NTC 2018, con i coefficienti parziali adottati evidenziati.

**Tabella 6.4.VI** - Coefficienti parziali  $\gamma_T$  per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali.

COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
$\gamma_T = 1,0$	$\gamma_T = 1,6$	$\gamma_T = 1,3$

### 7.2.2. Richiami teorici

La resistenza limite laterale di un palo è determinata dal minimo valore fra il carico orizzontale necessario per produrre il collasso del terreno lungo il fusto del palo ed il carico orizzontale necessario per produrre la plasticizzazione del palo. Il primo meccanismo (plasticizzazione del terreno) si verifica nel caso di pali molto rigidi in terreni poco resistenti (meccanismo di palo corto) mentre il secondo meccanismo si verifica nel caso di pali aventi rigidità non eccessive rispetto al terreno di infissione (meccanismo di palo lungo o intermedio). Nel modello di terreno alla Winkler il terreno viene schematizzato come una serie di molle elastiche indipendenti fra di loro. Le molle che schematizzano il terreno vengono caratterizzate tramite una costante di rigidità elastica,  $K_h$ , espressa in  $\text{Kg/cm}^2/\text{cm}$  che rappresenta la pressione (in  $\text{Kg/cm}^2$ ) che bisogna applicare per ottenere lo spostamento di 1 cm. La determinazione di questa costante può essere fatta o tramite prove di carico su piastra o mediante metodi analitici (convenzionali). La variazione della costante di Winkler con la profondità dipende dal tipo di terreno in cui il palo è immerso. Ad esempio nel caso di terreni coesivi in condizioni non drenate  $K_h$  assume un valore costante con la profondità mentre nel caso di terreni incoerenti la variazione di  $K_h$  è di tipo lineare (crescente con la profondità). In generale l'espressione di  $K_h$  assume una forma binomia del tipo:

$$K_h(z) = A + B z^n$$

Per l'analisi di pali carichi trasversalmente si utilizza il modello di Winkler. Il palo viene suddiviso in un determinato numero (100) di elementi tipo trave aventi area ed inerzia pari a quella della sezione trasversale del palo. In corrispondenza di ogni nodo di separazione fra i vari elementi viene inserita una molla orizzontale di opportuna rigidità che schematizza il terreno. Il comportamento delle molle che schematizzano il terreno non è infinitamente

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	A301-0X-D-CV-RB-IV15-0X-001-A00.DOCX Relazione Geotecnica
	Foglio 29 di 47

elastico ma è di tipo elastoplastico. La singola molla reagisce fino ad un valore limite di spostamento o di reazione; una volta che è stato superato tale limite la molle non offre ulteriori incrementi di resistenza (diagramma tipo elastoplastico perfetto). Indicando con  $d_{ye}$  la lunghezza del tratto di influenza della molla, con  $D$  il diametro del palo la molla avrà una rigidezza pari a:

$$K_m = d_{ye} D K_k$$

La resistenza limite del terreno rappresenta il valore limite di resistenza che il terreno può esplicitare quando il palo è soggetto ad un carico orizzontale. La resistenza limite  $p_u = p_u(z)$  dipende dalle caratteristiche del terreno e dalla geometria del palo. In terreni puramente coesivi ( $c = c_u$ ,  $\phi = 0$ ) la resistenza cresce dal valore 0 in sommità fino ad un valore limite in corrispondenza di una profondità pari a circa 3 diametri. Il valore limite in tal caso è variabile fra 8 e 12  $c_u$ . Nel caso di terreni dotati di attrito e coesione la resistenza limite ad una generica profondità  $z$  è rappresentata dalla relazione (Brinch Hansen):

$$P_u = q K_{pq} + c K_{pc}$$

dove:

- $D$  diametro del palo
- $q$  pressione geostatica alla profondità  $z$
- $c$  coesione alla profondità  $z$

$K_{pq}$ ,  $K_{pc}$  coefficienti funzione dell'angolo di attrito del terreno  $\phi$  e del rapporto  $z/D$ .

Broms ha eseguito l'analisi considerando il caso sia di palo vincolato in testa che di palo libero immerso in un mezzo omogeneo. Nel caso di terreni coesivi Broms assume in questo caso un diagramma di resistenza nullo fino ad una profondità pari a  $1,5D$  e poi valore costante pari a  $9c_u D$ .

Nel caso di terreni incoerenti Broms assume che la resistenza laterale sia variabile con la profondità dal valore 0 (in testa) fino al valore  $3\sigma_v K_p D$  (alla base) essendo  $K_p$  il coefficiente di resistenza passiva espresso da  $K_p = \tan^2(45^\circ + \phi/2)$ .

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	A301-0X-D-CV-RB-IV15-0X-001-A00.DOCX Relazione Geotecnica
	Foglio 30 di 47

## 8. VERIFICA GEOTECNICHE PALI SPALLE

### 8.1. Sollecitazioni di progetto alla testa dei pali

Seguono le tabelle delle sollecitazioni alla testa dei pali ricavate dalla relazione di calcolo strutturale per le diverse combinazioni di carico.

GRUPPO DI COMBINAZIONE	CONDIZIONE	COMBINAZIONE	$V_{sd}$ [kN]	$N_{sd}$ [kN]
SLE	$N_{max}$	SLE-CAR.07	880,42	3649,93
SLU - STR	$N_{max}$	SLU-STR.07	1309,25	5202,62
SLV - SISMA	$N_{max}$	SLV.01	1909,59	6697,45
	$N_{min}$	SLV.01	1909,59	-1433,73

### 8.2. Sezione resistente e armatura di verifica in direzione verticale

La sezione resistente è circolare con diametro pari a 120 cm.

L'armatura longitudinale è costituita da:

- 36Ø26 (strato esterno)
- 36Ø26 (strato interno)

Nella verifica della portanza trasversale è stata considerata un'armatura equivalente pari a 50Ø32

L'armatura a taglio è costituita da una spirale Ø16/5 per i primi 500 cm di palo e Ø12/15 per la lunghezza restante.

Il copriferro minimo è assunto pari a 60 mm.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	A301-0X-D-CV-RB-IV15-0X-001-A00.DOCX Relazione Geotecnica

Foglio  
31 di 47

### 8.3. Dati

#### Geometria della fondazione

Simbologia adottata:

- Descr → Descrizione del palo
- Frm → Forma del palo ((C)=Costante, (R)=Rastremato)
- X → Ascissa del baricentro del palo espressa in [m]
- Y → Ordinata del baricentro del palo espressa in [m]
- D → Diametro del palo espresso in [m]
- L → Lunghezza del palo espressa in [m]

Descr	Frm	X	Y	D	L
		[m]	[m]	[m]	[m]
Palo muro spalla	(C)	0,00	0,00	120,00	19,00

#### Materiali palo

Calcestruzzo:

- Tipo C25/30
- Resistenza caratteristica a compressione Rck 30000 [kPa]
- Peso specifico 25,0000 [kN/mc]
- Modulo elastico 31447048 [kPa]
- Coeff. di omogeneizzazione 15,00

Acciaio

- Tipo B450C
- Tensione caratteristica di snervamento 450000 [kPa]

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	A301-0X-D-CV-RB-IV15-0X-001-A00.DOCX Relazione Geotecnica

Foglio  
32 di 47

### Descrizione terreni e falda

Simbologia adottata:

-Descrizione Descrizione terreno

- $\gamma$  Peso di volume del terreno espresso in [kN/mc]
- $\gamma_{sat}$  Peso di volume saturo del terreno espresso in [kN/mc]
- $\phi$  Angolo di attrito interno del terreno espresso in gradi
- $\delta$  Angolo di attrito palo-terreno espresso in gradi
- c Coesione del terreno espressa in [kPa]
- ca Adesione del terreno espressa in [kPa]
- $\phi_{min}$ ,  $\phi_{med}$  Angolo di attrito interno del terreno minimo e medio espresso in gradi
- $\delta_{min}$ ,  $\delta_{med}$  Angolo di attrito palo-terreno minimo e medio espresso in gradi
- $c_{min}$ ,  $c_{med}$  Coesione del terreno minima e media espressa in [kPa]
- $ca_{min}$ ,  $ca_{med}$  Adesione del terreno minima e media espressa in [kPa]

### Parametri caratteristici

Descrizione	$\gamma$	$\gamma_{sat}$	$\phi$	$\delta$	c	ca
	[kN/mc]	[kN/mc]	[°]	[°]	[kPa]	[kPa]
LS (LIMO SABBIOSO)	18,000	18,000	28,00	28,00	0,0	0,0
GS(GHIAIA SABBIOSA)	20,000	20,000	38,00	38,00	0,0	0,0
GA (GHIAIA ARG.)	20,000	20,000	34,00	34,00	0,0	0,0
GS/GA	20,000	20,000	37,00	37,00	0,0	0,0

### Falda

Profondità dal piano di posa 6,00 [m]

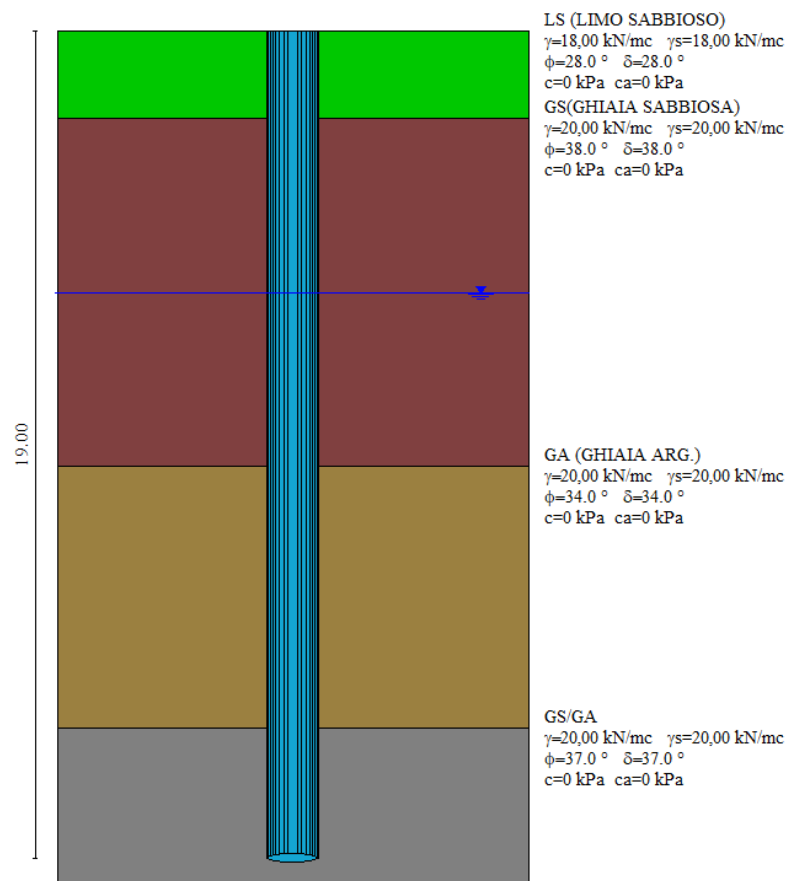


## Descrizione stratigrafia

Simbologia adottata:

- N Identificativo strato
- Z1 Quota dello strato in corrispondenza del punto di sondaggio n°1 espressa in [m]
- Z2 Quota dello strato in corrispondenza del punto di sondaggio n°2 espressa in [m]
- Z3 Quota dello strato in corrispondenza del punto di sondaggio n°3 espressa in [m]
- Terreno Terreno dello strato
- Kw Costante di Winkler espressa in Kg/cm<sup>2</sup>/cm
- Ks Coefficiente di spinta
- $\alpha$  Coefficiente di espansione laterale

n°	Z1	Z2	Z3	Terreno	Kw	Ks	$\alpha$
	[m]	[m]	[m]		[kg/cm <sup>2</sup> /cm]		
1	-2,0	-2,0	-2,0	LS (LIMO SABBIOSO)	21.99	0.53	1.00
2	-10,0	-10,0	-10,0	GS(GHIAIA SABBIOSA)	21.99	0.38	1.00
3	-16,0	-16,0	-16,0	GA (GHIAIA ARG.)	21.99	0.44	1.00
4	-30,0	-30,0	-30,0	GS/GA	21.99	0.40	1.00



GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	A301-0X-D-CV-RB-IV15-0X-001-A00.DOCX Relazione Geotecnica
	Foglio 34 di 47

#### 8.4. Condizioni di carico

Le condizioni di carico definite rappresentano le combinazioni di calcolo

Simbologia e convenzioni di segno adottate:

- Carichi verticali positivi verso il basso.
- Carichi orizzontali positivi verso sinistra.
- Momento positivo senso antiorario.
- $fnd$  Indice della fondazione
- $N_{TOT}$  Sforzo normale totale espressa in [kN]
- $My_{TOT}$  Momento in direzione Y espresso in [kNm]
- $T_{TOT}$  Forza di taglio espressa in [kN]

Condizione n° 1 - SLU - STR - A1-M1-R3

Fondazione	$N_{TOT}$	$My_{TOT}$	$T_{X_{TOT}}$
	[kN]	[kNm]	[kN]
Palo muro spalla	5202,620	0,000	1309,250

Condizione n° 2 - SLV(COMPRESSIONE) - STR - A1-M1-R3

Fondazione	$N_{TOT}$	$My_{TOT}$	$T_{X_{TOT}}$
	[kN]	[kNm]	[kN]
Palo muro spalla	6697,450	0,000	1909,590

Condizione n° 3 - SLE - SLER

Fondazione	$N_{TOT}$	$My_{TOT}$	$T_{X_{TOT}}$
	[kN]	[kNm]	[kN]
Palo muro spalla	3649,930	0,000	880,420

Condizione n° 4 - SLV(TRAZIONE) - STR - A1-M1-R3

Fondazione	$N_{TOT}$	$My_{TOT}$	$T_{X_{TOT}}$
	[kN]	[kNm]	[kN]
Palo muro spalla	-1433,730	0,000	1909,590

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	A301-0X-D-CV-RB-IV15-0X-001-A00.DOCX Relazione Geotecnica
	Foglio 35 di 47

## 8.5. Risultati

### 8.5.1. Verifica della portanza assiale

Simbologia adottata

- cmb Identificativo della combinazione
- Nc, Nq Fattori di capacità portante
- Pl<sub>min</sub>, Pl<sub>med</sub> Portanza laterale minima e media espressa in [kN]
- Pp<sub>min</sub>, Pp<sub>med</sub> Portanza di punta minima e media espressa in [kN]
- Pd Portanza di progetto espressa in [kN]
- N Scarico verticale in testa al palo espresso in [kN]
- η Coeff. di sicurezza per carichi verticali

cmb	Nc	Nq
1	87.47	60.00
2	87.47	60.00
4	87.47	60.00

cmb	Pl <sub>med</sub> [kN]	Pp <sub>med</sub> [kN]	Pl <sub>min</sub> [kN]	Pp <sub>min</sub> [kN]	Wp [kN]	Pd [kN]	N [kN]	η
1	3050,75	16863,59	3050,75	16863,59	537,21	8371,25	5202,62	1.609
2	3050,75	16863,59	3050,75	16863,59	537,21	8371,25	6697,45	1.250
4	3050,75	0,00	3050,75	0,00	537,21	1972,86	-1433,73	1.376

### 8.5.2. Verifica della portanza trasversale

Simbologia adottata

- cmb Identificativo della combinazione
- Tu Taglio resistente ultimo in testa al palo, espresso in [kN]
- Tx Taglio agente in testa al palo, espresso in [kN]
- η=Tu/Tx Coeff. di sicurezza per carichi orizzontali

cmb	Tu [kN]	T [kN]	η
1	2529,82	1309,25	1,932
2	2529,82	1909,59	1,325
4	2529,82	1909,59	1,325

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	A301-0X-D-CV-RB-IV15-0X-001-A00.DOCX <b>Relazione Geotecnica</b>	Foglio 36 di 47

### 8.5.3. Cedimento verticale in testa ai pali

Simbologia adottata:

- cmb Identificativo della combinazione
- w Cedimento in testa al palo, espresso in [m]
- u Spostamento orizzontale in testa al palo, espresso in [m]

cmb	w [m]	u [m]
1	0,004468	0,003646
2	0,005829	0,006496
3	0,003128	0,002077
4	-0,001229	0,006496

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	A301-0X-D-CV-RB-IV15-0X-001-A00.DOCX Relazione Geotecnica

Foglio  
37 di 47

## 10. VERIFICHE GEOTECNICHE PALI MURO AD "L"

### 10.1. Sollecitazioni di progetto alla testa dei pali

Seguono le tabelle delle sollecitazioni alla testa dei pali ricavate dalla relazione di calcolo strutturale per le diverse combinazioni di carico.

*Sollecitazioni sui pali SLE/ caratteristiche*

caso	N pali all.1		N pali all.2		N pali all.3		T pali	
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
	Permanenti	Accidentali	Permanenti	Accidentali	Permanenti	Accidentali	Permanenti	Accidentali
statico Nmin	rara	260,31		31,43		-197,45		83,88
	freq.	4423,55	3593,03	23,57	2762,52	-148,09	549,85	62,91
	quasi perm			0,00		0,00		0,00
statico Nmax	rara	472,43		220,63		-31,17		83,88
	freq.	4423,55	3593,03	165,47	2762,52	-23,37	549,85	62,91
	quasi perm			0,00		0,00		0,00

*Sollecitazioni sui pali SLU*

caso	N pali all.1		N pali all.2		N pali all.3		T pali	
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
statico	Nmin	5092,15		3720,69		2349,23		840,62
	Nmax	5316,82		4004,49		2692,16		
sisma+	Nmin	6896,33		4005,65		1114,96		1415,83
	Nmax	6896,33		4005,65		1114,96		
sisma-	Nmin	5058,83		3401,48		1744,13		1335,22
	Nmax	5058,83		3401,48		1744,13		

### 10.2. Sezione resistente e armatura di verifica in direzione verticale

La sezione resistente è circolare con diametro pari a 120 cm.

L'armatura longitudinale è costituita da:

- 30Ø26 (strato esterno)
- 30Ø26 (strato interno)

L'armatura a taglio è costituita da una spirale Ø16/5 per i primi 500 cm di palo e Ø12/15 per la lunghezza restante.

Il copriferro minimo è assunto pari a 60 mm.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	A301-0X-D-CV-RB-IV15-0X-001-A00.DOCX Relazione Geotecnica
	Foglio 38 di 47

### 10.3. Dati

#### Geometria della fondazione

Simbologia adottata:

- Descr → Descrizione del palo
- Frm → Forma del palo ((C)=Costante, (R)=Rastremato)
- X → Ascissa del baricentro del palo espressa in [m]
- Y → Ordinata del baricentro del palo espressa in [m]
- D → Diametro del palo espresso in [m]
- L → Lunghezza del palo espressa in [m]

Descr	Frm	X	Y	D	L
		[m]	[m]	[m]	[m]
Palo muro ad L	(C)	0,00	0,00	120,00	21,00

#### Materiali palo

Calcestruzzo:

- Tipo C25/30
- Resistenza caratteristica a compressione Rck 30000 [kPa]
- Peso specifico 25,0000 [kN/mc]
- Modulo elastico 31447048 [kPa]
- Coeff. di omogeneizzazione 15,00

Acciaio

- Tipo B450C
- Tensione caratteristica di snervamento 450000 [kPa]

### Descrizione terreni e falda

Simbologia adottata:

-Descrizione Descrizione terreno

- $\gamma$  Peso di volume del terreno espresso in [kN/mc]

- $\gamma_{\text{sat}}$  Peso di volume saturo del terreno espresso in [kN/mc]

- $\phi$  Angolo di attrito interno del terreno espresso in gradi

- $\delta$  Angolo di attrito palo-terreno espresso in gradi

-c Coesione del terreno espressa in [kPa]

-ca Adesione del terreno espressa in [kPa]

- $\phi_{\text{min}}$ ,  $\phi_{\text{med}}$  Angolo di attrito interno del terreno minimo e medio espresso in gradi

- $\delta_{\text{min}}$ ,  $\delta_{\text{med}}$  Angolo di attrito palo-terreno minimo e medio espresso in gradi

- $c_{\text{min}}$ ,  $c_{\text{med}}$  Coesione del terreno minima e media espressa in [kPa]

- $ca_{\text{min}}$ ,  $ca_{\text{med}}$  Adesione del terreno minima e media espressa in [kPa]

### Parametri caratteristici

Descrizione	$\gamma$	$\gamma_{\text{sat}}$	$\phi$	$\delta$	c	ca
	[kN/mc]	[kN/mc]	[°]	[°]	[kPa]	[kPa]
LS (LIMO SABBIOSO)	18,000	18,000	28,00	28,00	0,0	0,0
GS(GHIAIA SABBIOSA)	20,000	20,000	38,00	38,00	0,0	0,0
GA (GHIAIA ARG.)	20,000	20,000	34,00	34,00	0,0	0,0
GS/GA	20,000	20,000	37,00	37,00	0,0	0,0

### Falda

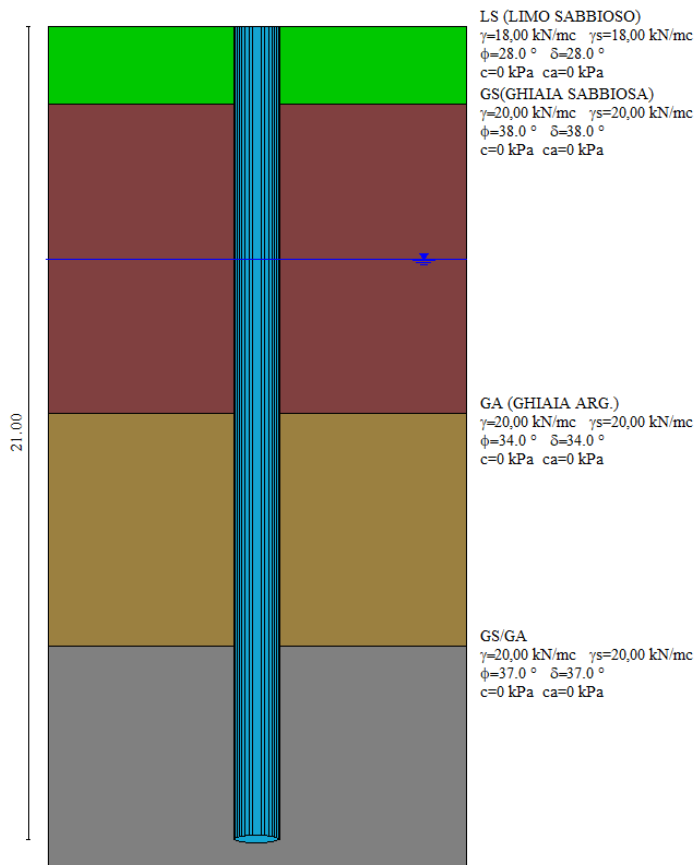
Profondità dal piano di posa 6,00 [m]

## Descrizione stratigrafia

Simbologia adottata:

- N Identificativo strato
- Z1 Quota dello strato in corrispondenza del punto di sondaggio n°1 espressa in [m]
- Z2 Quota dello strato in corrispondenza del punto di sondaggio n°2 espressa in [m]
- Z3 Quota dello strato in corrispondenza del punto di sondaggio n°3 espressa in [m]
- Terreno Terreno dello strato
- Kw Costante di Winkler espressa in Kg/cm<sup>2</sup>/cm
- Ks Coefficiente di spinta
- $\alpha$  Coefficiente di espansione laterale

n°	Z1	Z2	Z3	Terreno	Kw	Ks	$\alpha$
	[m]	[m]	[m]		[kg/cm <sup>2</sup> /cm]		
1	-2,0	-2,0	-2,0	LS (LIMO SABBIOSO)	21.99	0.53	1.00
2	-10,0	-10,0	-10,0	GS(GHIAIA SABBIOSA)	21.99	0.38	1.00
3	-16,0	-16,0	-16,0	GA (GHIAIA ARG.)	21.99	0.44	1.00
4	-30,0	-30,0	-30,0	GS/GA	21.99	0.40	1.00





GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	A301-0X-D-CV-RB-IV15-0X-001-A00.DOCX Relazione Geotecnica
	Foglio 41 di 47

#### 10.4. Condizioni di carico

Le condizioni di carico definite rappresentano le combinazioni di calcolo

Simbologia e convenzioni di segno adottate:

- Carichi verticali positivi verso il basso.
- Carichi orizzontali positivi verso sinistra.
- Momento positivo senso antiorario.
- $fnd$  Indice della fondazione
- $N_{TOT}$  Sforzo normale totale espressa in [kN]
- $My_{TOT}$  Momento in direzione Y espresso in [kNm]
- $T_{TOT}$  Forza di taglio espressa in [kN]

Condizione n° 1 - SLU - STR - A1-M1-R3

Fondazione	$N_{TOT}$	$My_{TOT}$	$T_{X_{TOT}}$
	[kN]	[kNm]	[kN]
Palo muro ad L	5316,820	0,000	840,620

Condizione n° 2 - SLV - STR - A1-M1-R3

Fondazione	$N_{TOT}$	$My_{TOT}$	$T_{X_{TOT}}$
	[kN]	[kNm]	[kN]
Palo muro ad L	6896,330	0,000	1415,830

Condizione n° 3 - SLE - SLER

Fondazione	$N_{TOT}$	$My_{TOT}$	$T_{X_{TOT}}$
	[kN]	[kNm]	[kN]
Palo muro ad L	4895,980	0,000	465,970

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	A301-0X-D-CV-RB-IV15-0X-001-A00.DOCX Relazione Geotecnica

Foglio  
42 di 47

## 10.5. Risultati

### 10.5.1. Verifica della portanza assiale

Simbologia adottata

- cmb Identificativo della combinazione
- Nc, Nq Fattori di capacità portante
- Pl<sub>min</sub>, Pl<sub>med</sub> Portanza laterale minima e media espressa in [kN]
- Pp<sub>min</sub>, Pp<sub>med</sub> Portanza di punta minima e media espressa in [kN]
- Pd Portanza di progetto espressa in [kN]
- N Scarico verticale in testa al palo espresso in [kN]
- η Coeff. di sicurezza per carichi verticali

cmb	Nc	Nq
1	87.47	60.00
2	87.47	60.00

cmb	Pl <sub>med</sub> [kN]	Pp <sub>med</sub> [kN]	Pl <sub>min</sub> [kN]	Pp <sub>min</sub> [kN]	Wp [kN]	Pd [kN]	N [kN]	η
1	3635,76	18246,98	3635,76	18246,98	593,76	9216,72	5316,82	1.734
2	3635,76	18246,98	3635,76	18246,98	593,76	9216,72	6896,33	1.336

### 10.5.2. Verifica della portanza trasversale

Simbologia adottata

- cmb Identificativo della combinazione
- Tu Taglio resistente ultimo in testa al palo, espresso in [kN]
- Tx Taglio agente in testa al palo, espresso in [kN]
- η=Tu/Tx Coeff. di sicurezza per carichi orizzontali

cmb	Tu [kN]	T [kN]	η
1	1869,37	840,62	2,224
2	1869,38	1415,83	1,320

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 
	<p>A301-0X-D-CV-RB-IV15-0X-001-A00.DOCX</p> <p>Relazione Geotecnica</p> <p>Foglio 43 di 47</p>

### 10.5.3. Cedimento verticale in testa ai pali

Simbologia adottata:

- cmb Identificativo della combinazione
- w Cedimento in testa al palo, espresso in [m]
- u Spostamento orizzontale in testa al palo, espresso in [m]

cmb	w	u
	[m]	[m]
1	0,004496	0,007298
2	0,005931	0,018139
3	0,004140	0,002835

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	A301-0X-D-CV-RB-IV15-0X-001-A00.DOCX Relazione Geotecnica
	Foglio 44 di 47

## 11. VALUTAZIONE DELLA CAPACITA' PORTANTE DEI PALI IN GRUPPO

A causa dell'interazione fra i pali costituenti un gruppo, il comportamento del palo isolato, sia in termini di rigidezza sia in termini di resistenza, non è sempre uguale al comportamento del palo isolato. L'interazione fra i pali del gruppo dipende dalla distanza tra di essi, dalla modalità costruttive e soprattutto dalla natura del terreno di fondazione.

Ai fini del calcolo della capacità portante dei pali in gruppo è introdotto il parametro "efficienza" del gruppo di pali, per cui il carico limite  $Q_{lim,N}$  di un gruppo di "N" risulta:

$$Q_{lim,N} = N \times E \times Q_{lim}$$

dove:

- E è detto efficienza della palificata;
- $Q_{lim}$  è la capacità portante del singolo palo;
- N è il numero di pali.

Lo stato attuale delle conoscenze della capacità portante dei pali in gruppo può essere sintetizzato nei seguenti punti:

- nel caso di terreni non coesivi la portata limite di un gruppo di "N" pali è uguale o maggiore della portata di un singolo palo moltiplicata per "N" ( $E \geq 1$ );
- nel caso di terreni coesivi la portata limite di un gruppo di "N" pali è uguale o minore della portata di un singolo palo moltiplicata per "N" ( $E \leq 1$ ).

Dalla stratigrafia di progetto si evince un terreno di tipo non coesivo per cui si considera un efficienza unitaria e quindi la verifica a carico limite del gruppo di pali è implicitamente soddisfatta anche nei casi in cui l'interasse tra i pali di fondazione è inferiore a 3 volte il diametro dei pali stessi.

## 12. VERIFICA DI STABILITA' GLOBALE DELLE SCARPATE DI SCAVO

Si riporta la verifica di stabilità globale della scarpata da realizzare per raggiungere il piano di posa dei plinti di fondazione del cavalcavia ferroviario IV15.

### 12.1. Metodologia di calcolo

Le verifiche di stabilità globale sono state eseguite sotto le seguenti ipotesi: condizioni piane, suddivisione del terreno in strisce ed impiego dei metodi dell'equilibrio limite (LEM). In particolare è stato impiegato il metodo di Bishop (1955) che prevede le seguenti ulteriori ipotesi semplificative:

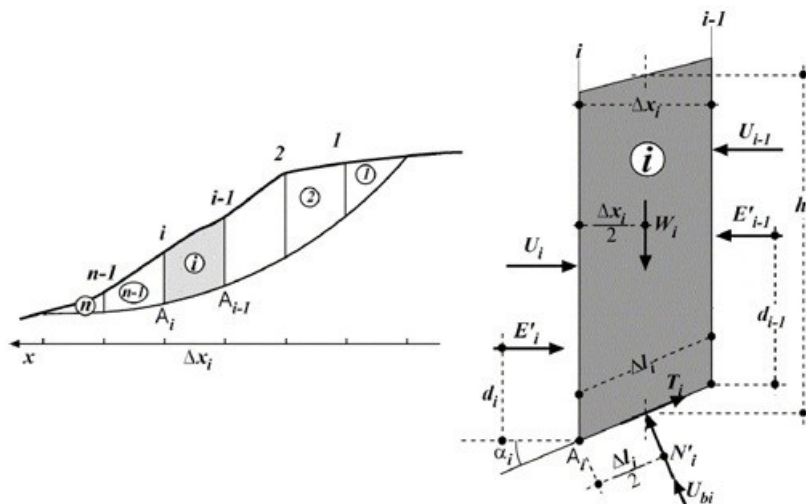
- superfici di scivolamento circolari;
- forze di interstriscia orizzontali;

Sfruttando l'equilibrio a traslazione verticale del volume instabile, con riferimento alla figura sottostante, si ottiene il coefficiente di sicurezza associato alla generica superficie circolare:

$$FS = \frac{\sum [c' \cdot b_i + (W_i - U_{bi} \cdot \cos(\alpha_i)) \cdot \text{tg}(\varphi)]}{m_{ai} \cdot \sum W_i \cdot \text{sen}(\alpha_i)}$$

con:

- $m_{ai} = \cos(\alpha_i) + [\text{sen}(\alpha_i) \cdot \text{tg}(\varphi)] / FS$



**Metodo di Bishop (1955)**

Nonostante il metodo sia "approssimato" (nel senso che non rispetta tutte le equazioni di equilibrio come i più sofisticati metodi "rigorosi") è spesso utilizzato poiché i risultati che si ottengono sono prossimi a quelli dei metodi rigorosi.

Operativamente il calcolo è stato eseguito con l'ausilio del software STAP di Aztec Informatica.

La verifica è condotta solo in condizioni statiche, vista la provvisorietà dell'opera analizzata; il coefficiente di sicurezza minimo che deve essere garantito, in ottemperanza al DM 11-03-1988, è pari 1.3 (§ G.3.2. Fronti di scavo).

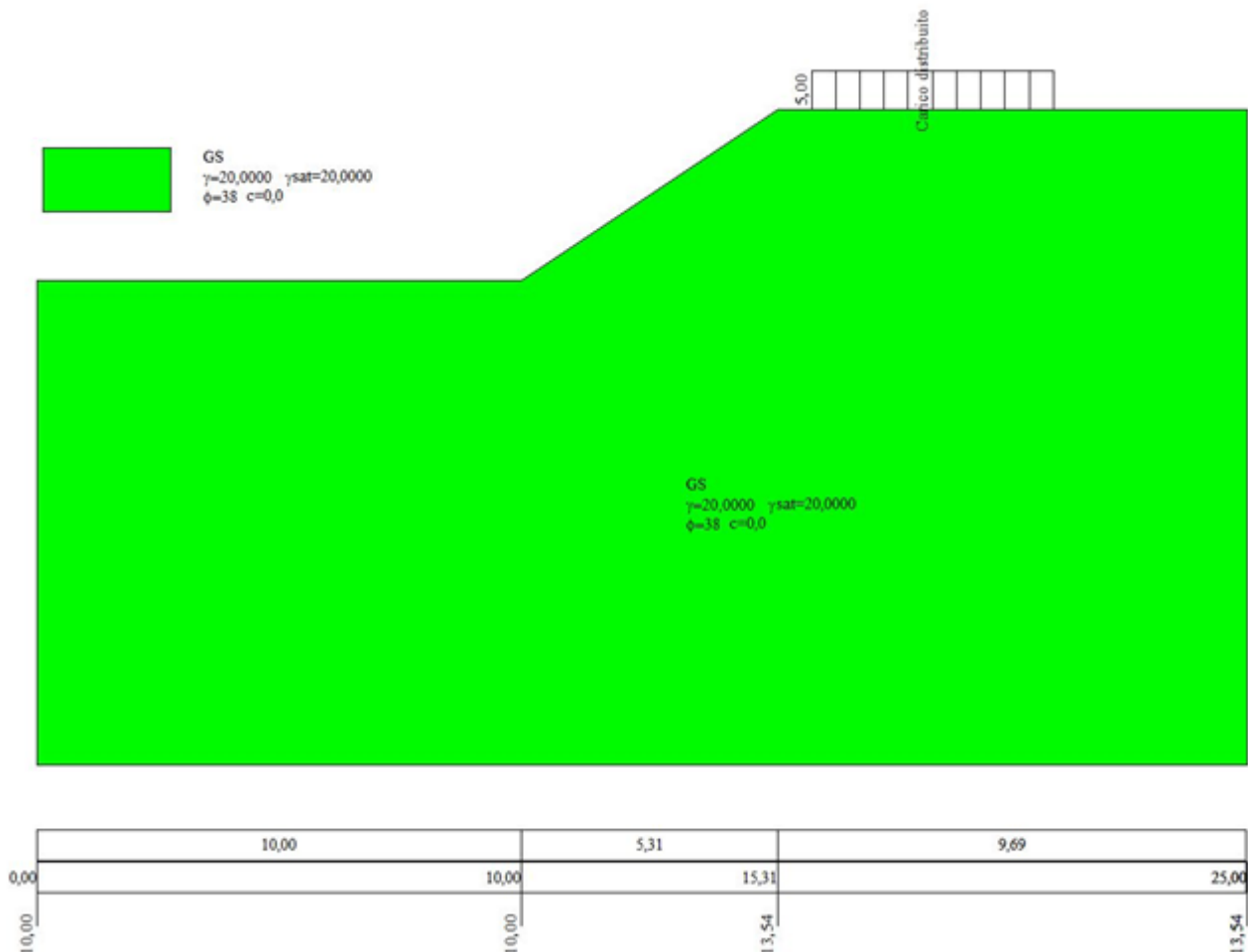
### 12.2. Modello geotecnico di riferimento

In accordo con quanto riportato nell'elaborato "IG5104ECVPZIV150X001A – Pianta scavi di fondazione e opere provvisionali" è previsto un fronte di scavo con pendenza delle scarpate 3h:2v.

Il modello geotecnico di riferimento per le verifiche è considerato omogeneo e costituito dal materiale già denominato in precedenza GS ( $c'=0\text{kPa}$ ,  $\phi=38^\circ$ ), visto l'esiguo strato di terreno corticale oggetto di scavo in prossimità delle sezioni di interesse dell'opera in progetto.

A monte del fronte di scavo si considera agente un carico convenzionale da manutenzione pari al valore caratteristico di 5kPa. Il livello di falda è rinvenuto a profondità elevate ed è quindi trascurato ai fini delle verifiche.

L'altezza massima raggiunta dal fronte di scavo è pari a 3.54m.



**Geometria e caratteristiche fisico-meccaniche del modello geotecnico di riferimento**

**12.3. Risultati**

L'analisi di stabilità globale del fronte di scavo necessario alla posa in opera delle opere di fondazione del cavalcaferrovia, fornisce un valore del coefficiente di sicurezza

**FS = 1.326 > 1.300**

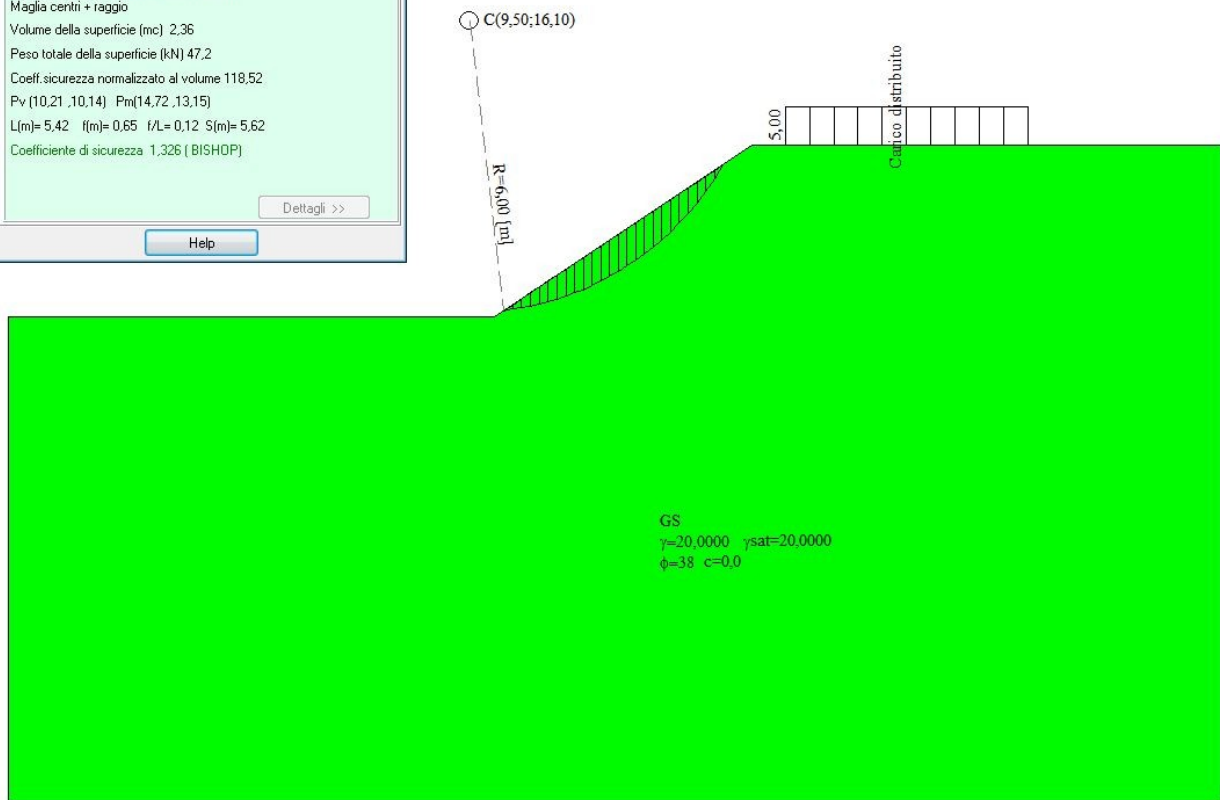
FS risulta quindi maggiore rispetto al minimo imposto dalla normativa.

Caratteristiche superficie

Dettagli superficie Coefficienti di sicurezza

Superficie nr. 1 R= 6,00 C= 9,50, 16,10  
 Maglia centri + raggio  
 Volume della superficie (mc) 2,36  
 Peso totale della superficie (kN) 47,2  
 Coeff. sicurezza normalizzato al volume 118,52  
 Pv (10,21 ,10,14) Pm(14,72 ,13,15)  
 L(m)= 5,42 f(m)= 0,65 f/L= 0,12 S(m)= 5,62  
 Coefficiente di sicurezza 1,326 ( BISHOP)

Dettagli >>  
 Help



	10,00	5,31	9,69	
0,00	10,00	15,31	25,00	
10,00	10,00	13,54	13,54	

**Verifica di stabilità globale secondo Bishop: FS=1.326**