

COMMITTENTE:



ALTA SORVEGLIANZA:



GENERAL CONTRACTOR:



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

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

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

GENERAL CONTRACTOR	DIRETTORE DEI LAVORI
Consorzio Cociv Ing. N. Meistro	

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA/DISCIPLINA	PROGR.	REV.
I G 5 1	0 4	E	C V	R B	I V 1 5 0 X	0 0 1	A

Progettazione:

Rev	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Progettista Integratore	Data	IL PROGETTISTA
A00	Prima Emissione	M. Rinaldi 	15/05/2014	A. Nastasi 	15/05/2014	A. Palomba	15/05/2014	 Consorzio Collegamenti Integrati Veloci Dott. Ing. A. Mancarella Ordine Ingegneri Prov. TO n. 6271 R
A01	Revisione a seguito osservazioni validatore	M. Rinaldi 	25/11/2015	A. Nastasi 	25/11/2015	A. Mancarella 	25/11/2015	
A02	Revisione per cambio lotto	M. Rinaldi 	22/03/2017	A. Nastasi 	22/03/2017	A. Mancarella 	22/03/2017	

n.Elab.:	File: IG51-04-E-CV-RB-IV15-0X-001-A02
----------	---------------------------------------

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 
	<p>IG51-04-E-CV-RB-IV15-0X-001-A02</p> <p>Relazione Geotecnica</p> <p>Foglio 2 di 52</p>

INDICE

1.	INTRODUZIONE	4
2.	DESCRIZIONE GENERALE	4
3.	PROFILO STRATIGRAFICO E STRATIGRAFIA DI PROGETTO.....	5
3.1.	Inquadramento geologico.....	5
3.2.	Indagini in sito considerate.....	7
3.3.	Stratigrafia.....	7
3.4.	Parametrizzazione geotecnica	9
3.5.	Caratteristiche materiali geotecnici utilizzati nel calcolo geotecnico	10
4.	IDROGEOLOGIA E LIVELLI DI FALDA	12
5.	PERICOLOSITÀ SISMICA	13
6.	NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	13
	Normative, raccomandazioni e strumenti territoriali di riferimento	13
7.	DESCRIZIONE MODALITA' DELLE VERIFICHE GEOTECNICHE	15
8.	VERIFICA GEOTECNICHE SOTTOSTRUTTURE.....	16
8.1.	Spalla A fissa	16
8.1.1.	Premessa.....	16
8.1.2.	Azioni di calcolo sulla spalla.....	16
8.1.3.	Analisi globale della spalla	23
8.1.4.	Verifica dei pali di fondazione	25
8.1.5.	Ripartizione delle forze verticali	26
8.1.6.	Verifiche carico limite	27
8.1.7.	Verifica per carichi trasversali	29
8.1.8.	Verifica cedimenti ammissibili	34
9.	VERIFICHE GEOTECNICHE OPERE DI SOSTEGNO.....	36
9.1.	Muro a mensola fondato su pali - Rampa IR1L.....	36
9.1.1.	Premessa.....	36

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 	
	<p>IG51-04-E-CV-RB-IV15-0X-001-A02</p> <p>Relazione Geotecnica</p>	<p>Foglio</p> <p>3 di 52</p>

9.1.2.	Azioni di calcolo sul muro a mensola	36
9.1.3.	Analisi globale del muro a mensola	40
9.1.4.	Verifica dei pali di fondazione	41
9.1.5.	Ripartizione delle forze verticali	43
9.1.6.	Verifiche carico limite	43
9.1.7.	Verifica per carichi trasversali	46
9.1.8.	Verifica cedimenti ammissibili	50

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 	
	<p>IG51-04-E-CV-RB-IV15-0X-001-A02</p> <p>Relazione Geotecnica</p>	<p>Foglio</p> <p>4 di 52</p>

1. INTRODUZIONE

La presente relazione ha per oggetto le spalle del Cavalcaferrovia IV15 al km 49+247 della tratta A.V./A.C. Milano-Genova – Terzo Valico dei Giovi, opera che si sviluppa tra le progressive 0+382.27 e 0+420.27 e le verifiche geotecniche del muro a mensola in cemento armato della rampa IR1L.

2. DESCRIZIONE GENERALE

Il ponte poggia su due spalle: La prima spalla (A), fissa, si trova alla progressiva 0+382.27, l'altra (B) alla progressiva 0+420.27.

Nella presente relazione vengono riportate le sole verifiche geotecniche relative alle fondazioni delle strutture suddette.

Tutti gli elementi strutturali sono stati verificati per un sisma di terza categoria (S=6).

Le due spalle hanno dimensioni sostanzialmente simili: sono indicate con il nome di “spalla A”, quella fissa, e di “spalla B”, quella mobile.

Nella presente relazione verranno eseguite le verifiche sulla sola spalla fissa, spalla A. Le fondazioni della spalla mobile, spalla B, avranno le stesse caratteristiche di quelle della spalla fissa.

Le spalle hanno un plinto di fondazione rettangolare di cemento armato sul quale insistono il muro di testata al quale sono connessi 2 muri andatori, necessari al contenimento del rilevato a tergo della spalla.

Il plinto di fondazione ha dimensioni in pianta di 11.40 m, in direzione dell'asse del viadotto, e di 20.80 m, in direzione perpendicolare ad esso, ha spessore 2.00 m ed è fondato su 20 pali Trelicon del diametro \varnothing 1200 mm e lunghezza 19 m. I pali sono disposti con una maglia 5x4, rispettivamente con 4 pali in direzione dell'asse del viadotto a interasse pari a 3.0 m e 5 pali in direzione perpendicolare all'asse del viadotto a interasse pari a 4.6 m.

Il muro di testata è lungo 20.8 m, ha un'altezza di 10.2 m e spessore costante di 1.80 m fino alla quota alla quale parte il muro paraghiaia, il quale ha uno spessore di 0.85 m ed è alto complessivamente 2.07 m.

Sul muro di testata sono disposti i baggioli per il posizionamento dei dispositivi di appoggio dell'impalcato.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG51-04-E-CV-RB-IV15-0X-001-A02 Relazione Geotecnica	Foglio 5 di 52

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 (f13). 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 (f13) 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.

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

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-04-E-CV-RB-IV15-0X-001-A02 Relazione Geotecnica Foglio 6 di 52

- 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 ocreo. 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 2×10^{-4} m/s e 8×10^{-4} m/s.

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

- da 7.80 a 9.00 m da pc: 5.41×10^{-6} m/s;
- da 16.5 a 18.5 m da pc: 2.87×10^{-8} m/s;
- da 25.5 a 27.0 m da pc: 1.91×10^{-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 5×10^{-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 -7.5 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
	IG51-04-E-CV-RB-IV15-0X-001-A02 Relazione Geotecnica
	Foglio 7 di 52

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 campagna integrativa (2005) allo scopo di completare le informazioni geotecniche con un maggiore grado di dettaglio.

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

Tabella 2. Sondaggi campagna integrativa nell'area di realizzazione dell'opera.

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

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

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-04-E-CV-RB-IV15-0X-001-A02 Relazione Geotecnica
	Foglio 8 di 52

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 _{SPT} (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
	IG51-04-E-CV-RB-IV15-0X-001-A02 Relazione Geotecnica
	Foglio 9 di 52

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 sono stati utilizzati i dati provenienti dal Progetto Definitivo.

Parametri	LS	GS	GA	GS/GA	L-LA/A A/L	S
Peso di volume γ (kN/m ³)	18	19 ÷ 20	19 ÷ 20	19 ÷ 20	21	19
Densità relativa D_r (%)	-	70 ÷ 95	40 ÷ 55	50 ÷ 75	30(3)	5(3)
Angolo di resistenza al taglio operativo ϕ' (°)	28	38 ÷ 40	34 ÷ 39	37 ÷ 42	22	29
Velocità delle onde di taglio V_s (m/s)(2)	-	180 ÷ 225 (1)	175 (1)	260 ÷ 295 (1)	-	
Modulo di taglio a piccole deformazioni G_0 per materiali granulari (MPa)	-	63.5 ÷ 100 (2)	50 ÷ 65 (2)	130 ÷ 170 (2)	50	25
Modulo di Young a piccole deformazioni E_0 per materiali granulari (MPa)	-	160 ÷ 255 (2)	135 ÷ 175 (2)	345 ÷ 440(2)	120	60

(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  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-04-E-CV-RB-IV15-0X-001-A02 Relazione Geotecnica
	Foglio 10 di 52

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 stato dedotto 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
LS	p.c.	0.2	Limo sabbioso
GS	0.2	12.5	Ghiaia medio grossa in matrice sabbiosa
GA	12.5	16	Ghiaia medio grossa in matrice argillosa
GS/GA	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:

$$\phi' = 35-38^\circ;$$

$$E = 15-50 \text{ MPa}$$

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

Terreno	Sigla	γ (kN/m ³)	c' (kN/m ²)	ϕ' (°)	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:

- γ = peso dell'unità di volume del terreno;
- c' = coesione in termini di pressioni effettive;
- ϕ' = 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).

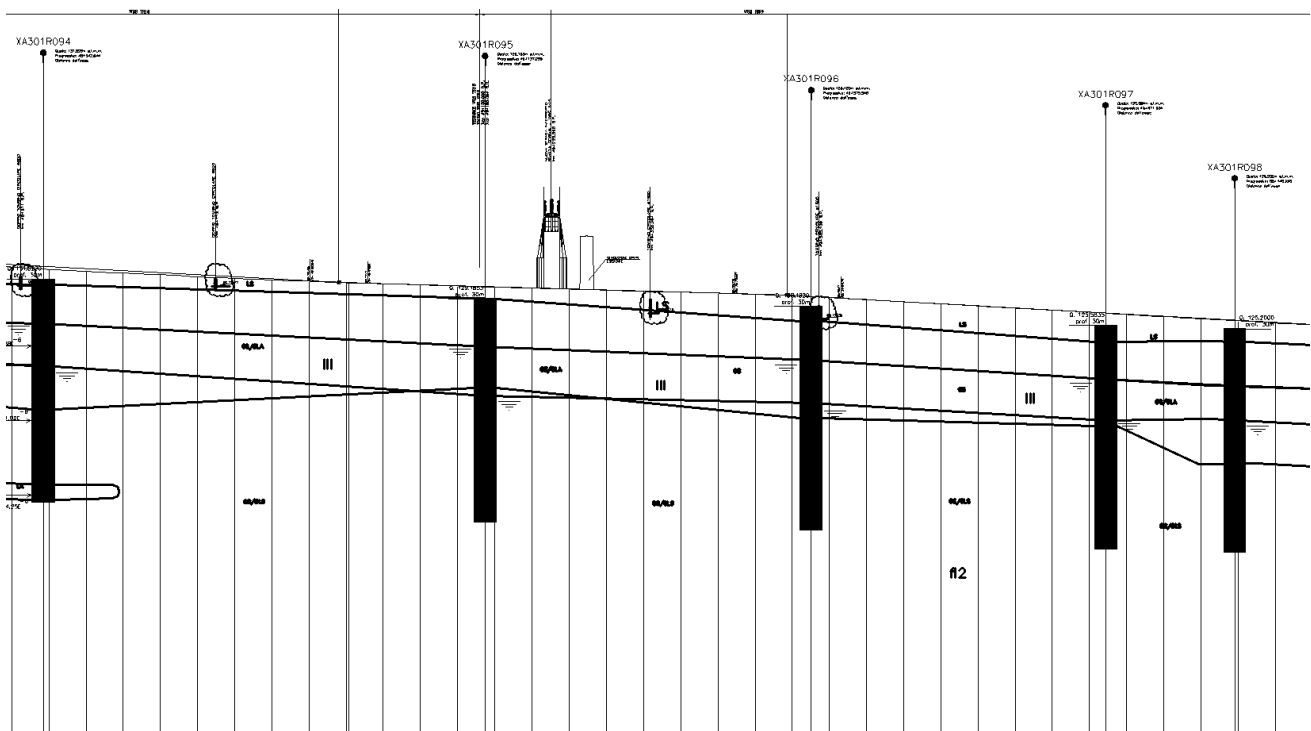


Figura 1. Caratteristiche idrogeologiche dell'area in esame

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 	
	<p>IG51-04-E-CV-RB-IV15-0X-001-A02</p> <p>Relazione Geotecnica</p>	<p>Foglio</p> <p>13 di 52</p>

Nel dettaglio, è possibile osservare come:

- gli strati superficiali (LS, GS) sono caratterizzati da una permeabilità tipica di 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 una 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).

5. PERICOLOSITÀ SISMICA

La Carta della sismicità in Italia riporta 45.000 terremoti avvenuti tra il 1981 e il 2002 selezionati in base alla qualità della localizzazione, secondo parametri diversificati per a) terremoti crostali, b) terremoti sub-croscali o profondi (Chiarabba et al., 2005). Nell'intorno dell'area studiata la maggior parte dei sismi registrati presenta magnitudo inferiore a 4 e profondità ipocentrale compresa entro i primi 18 km, con un massimo di concentrazione intorno ai 12 km. I sismi registrati nell'area di interesse hanno quindi in generale un carattere prevalentemente superficiale.

Con riferimento alla sismicità storica dell'area, secondo le norme sismiche adottate (OPCM 3274/03), il tracciato in progetto ricade in zona 4; a vantaggio della sicurezza sono stati adottati nei calcoli strutturali e geotecnici i valori della zona 3, caratterizzati da un Coefficiente Sismico $S = 6$ ed accelerazione pari a 0,04 g.

6. NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

Normative, raccomandazioni e strumenti territoriali di riferimento

La progettazione delle opere ferroviarie della tratta sarà redatta in ottemperanza dell'Art. 20 della Legge 28 febbraio 2008, n. 31, secondo i dettami normativi antecedenti all'emissione del Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008, come anche confermato dalla Circolare 5 agosto 2009 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti. L'Art. 20 comma 3 recita *“Per le costruzioni e le opere infrastrutturali iniziate, nonché per quelle per le quali le amministrazioni aggiudicatrici abbiano affidato i lavori o avviato progetti definitivi o esecutivi prima dell'entrata in vigore della revisione generale delle norme tecniche per le costruzioni approvate con decreto del Ministro delle*

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	IG51-04-E-CV-RB-IV15-0X-001-A02 Relazione Geotecnica	Foglio 14 di 52

infrastrutture e trasporti 14 settembre 2005, continua ad applicarsi la normativa tecnica utilizzata per la redazione dei progetti, fino all'ultimazione dei lavori e all'eventuale collaudo".

I calcoli e le disposizioni esecutive sono pertanto conformi alle seguenti normative di legge:

- [1] D.M. 11.03.1988 - "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e le 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".
- [2] Circ. LL.PP. 24 settembre 1988 n. 30483 "Norme tecniche per terreni e fondazioni - Istruzioni applicative".
- [3] D.M. 09/01/1996 - "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche".
- [4] Circ. LL.PP. 15 ottobre 1996 n. 252 - Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche" di cui al DM 09/01/1996.
- [5] D.M. 16/01/1996 - "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche".
- [6] Circ. LL.PP. 10 aprile 1997 n. 65 - Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche" di cui al DM 16/01/1996.
- [7] Istruzioni relative alle "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 ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione" - Cir. Dir. Cen. Tec. n° 97/81.
- [8] Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 Marzo 2003. "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica".
- [9] Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3316. "Modifiche ed integrazioni all'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n.3274 del 20.03.03".
- [10] Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico PAI - (Autorità di Bacino del Fiume Po), approvato con DPCM 24/05/2001.
- [11] EN 1997 Eurocodice 7 "Geotechnical Design".
- [12] RFI "Manuale di progettazione";

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-04-E-CV-RB-IV15-0X-001-A02 Relazione Geotecnica
	Foglio 15 di 52

7. DESCRIZIONE MODALITA' DELLE VERIFICHE GEOTECNICHE

Le verifiche geotecniche sono state condotte in piena osservanza di quanto previsto dalle Normative sopra elencate. Il calcolo di verifica è stato eseguito in maniera analitica secondo le metodologie e le formulazioni riportate nei capitoli e paragrafi specifici. Si riporta di seguito la sintesi delle verifiche eseguite sulle opere di fondazione delle sottostrutture e sui cedimenti:

Sottostruttura	Verifica	Combinazione di carico maggiormente gravosa	Fattore di sicurezza minimo
Spalla fissa Cavalcaferrovia	Portanza verticale pali di fondazione	IV	2.65
	Portanza orizzontale pali di fondazione	VI	1.39
Muri a mensola Cavalcaferrovia	Portanza verticale pali di fondazione	III	2.54
	Portanza orizzontale pali di fondazione	III	1.10

Sottostruttura	Cedimento massimo	$W_{0-p.p}$	W_{0-es}	W_{g-max}	W_{g-med}
Spalla fissa Cavalcaferrovia	Singolo palo	1.51	1.60	-	-
	Gruppo	-	-	8.58	5.98
Muri a mensola Cavalcaferrovia	Singolo palo	1.51	1.62	-	-
	Gruppo	-	-	7.83	4.63

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-04-E-CV-RB-IV15-0X-001-A02 Relazione Geotecnica
	Foglio 16 di 52

8. VERIFICA GEOTECNICHE SOTTOSTRUTTURE

8.1. Spalla A fissa

8.1.1. Premessa

Le verifiche delle spalle sono state eseguite sia nelle condizioni di stato limite ultimo statico che in presenza di sisma. Nelle condizioni di esercizio si sono eseguite delle verifiche nei confronti dei massimi cedimenti ammissibili.

Lo stato di sollecitazione nella spalla è stato valutato sommando ai pesi strutturali e permanenti componenti la spalla (zattera di fondazione, trave paraghiaia, muri andatori e terreno di riempimento) i carichi permanenti e di esercizio trasmessi dall'impalcato su di essa gravante.

La dislocazione dei carichi da traffico stradale è tale da massimizzare le azioni verticali, i tagli e le sollecitazioni flettenti.

La spalla A è dotata di apparecchi di appoggio a comportamento rigido per le traslazioni in direzione longitudinale e trasversale, pertanto l'impalcato trasmette azioni in entrambe le direzioni orizzontali principali considerate.

La spalla B è invece dotata di apparecchi di appoggio con spostamenti consentiti in direzione longitudinale ed impediti in direzione trasversale, pertanto l'impalcato trasmette azioni soltanto in quest'ultima direzione.

8.1.2. Azioni di calcolo sulla spalla

Pesi propri strutturali e sovraccarichi permanenti

Nella determinazione dei valori delle azioni dovute al peso proprio ed ai carichi permanenti è stato calcolato il volume geometrico dei singoli elementi componenti la spalla e sono stati adottati i seguenti parametri:

Caratteristiche dei materiali

$\gamma_{cls} = 25.0 \text{ KN/m}^3$ peso specifico c.a.

$\gamma_t = 20.0 \text{ KN/m}^3$ peso specifico rilevato artificiale

Nel seguente prospetto sono riportati i pesi propri degli elementi strutturali nonché del terreno di riempimento e le eccentricità dei centri di massa nei confronti del baricentro dell'intradosso della platea di fondazione.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-04-E-CV-RB-IV15-0X-001-A02 Relazione Geotecnica Foglio 17 di 52

Nel prosieguo del seguente paragrafo sarà adottato un sistema di riferimento, così definito:

- 1: asse parallelo all'asse viadotto, orientato dalla spalla A alla spalla B
- 2: asse trasversale all'asse viadotto, orientato in modo da formare una terna sinistrorsa con gli assi n e z
- 3: asse verticale, orientato verso l'alto.

AZIONI VERTICALI PROVENIENTI DALLA SPALLA

PARAGHIAIA

spessore	b_{Lp}	0.50	[m]
altezza	h_p	2.71	[m]
lunghezza	b_{Tp}	20.80	[m]
peso	W_p	704.60	[kN]
eccentricità rispetto all'asse della zattera di fondazione	e_{Lz}	-0.13	[m]
momento flettente rispetto all'asse della zattera	M_{Tz}	-91.60	[kNm]

MURO FRONTALE

spessore	b_{Lm}	1.80	[m]
altezza	h_m	10.20	[m]
lunghezza	b_{Tm}	20.80	[m]
peso	W_m	9 547.20	[kN]
eccentricità rispetto all'asse della zattera di fondazione	e_{Lz}	1.30	[m]
momento flettente rispetto all'asse della zattera	M_{Tz}	12 411.36	[kNm]

MURI ANDATORI

spessore porzione superiore	$b_{Ta,s}$	1.00	[m]
altezza porzione superiore	$h_{a,s}$	7.41	[m]
lunghezza porzione superiore	$b_{La,s}$	6.10	[m]
spessore porzione inferiore	$b_{Ta,i}$	1.90	[m]
altezza porzione inferiore	$h_{a,i}$	5.50	[m]
lunghezza porzione inferiore	$b_{La,i}$	6.10	[m]
numero muri andatori	n	2.00	
peso	W_a	5 447.30	[kN]
eccentricità rispetto all'asse della zattera di fondazione	e_{Lz}	-2.65	[m]
momento flettente rispetto all'asse della zattera	M_{Tz}	-14 435.35	[kNm]

ORECCHIE

spessore		1.00	[m]
superficie		6.42	[m ²]
peso		321.00	[kN]
ascissa del baricentro rispetto all'asse della zattera		-6.63	[m]
ordinata del baricentro rispetto all'asse della zattera		12.02	[m]
momento flettente rispetto all'asse della zattera		-2 128.84	[kNm]

SETTO CENTRALE

spessore	b_{Ts}	0.80	[m]
altezza	h_s	12.91	[m]
lunghezza	b_{Ls}	6.10	[m]
peso	W_s	1 575.02	[kNm]
eccentricità rispetto all'asse della zattera di fondazione	e_{Lz}	-2.65	[m]
momento flettente rispetto all'asse della zattera	M_{Tz}	-4 173.80	[kNm]

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
IG51-04-E-CV-RB-IV15-0X-001-A02 Relazione Geotecnica		Foglio 18 di 52

ZATTERA DI FONDAZIONE

spessore	h_z	2.00	[m]
larghezza	b_{Lz}	11.40	[m]
lunghezza	b_{Tz}	20.80	[m]
peso	W_z	11 856.00	[kN]
aggetto del piede di valle	A_v	3.50	[m]
aggetto del piede di monte	A_m	6.10	[m]

TERRENO DI RINTERRO

peso per unità di volume	γ	20.00	[kN/m ³]
larghezza porzione superiore	$b_{Lr,s}$	6.10	[m]
lunghezza porzione superiore	$b_{Tr,s}$	18.00	[m]
altezza porzione superiore	$h_{z,s}$	7.41	[m]
larghezza porzione inferiore	$b_{Lr,i}$	6.10	[m]
lunghezza porzione inferiore	$b_{Tr,i}$	16.20	[m]
altezza porzione inferiore	$h_{z,i}$	5.50	[m]
peso	W_r	27 142.56	[kN]
eccentricità rispetto all'asse della zattera di fondazione	e_{Lz}	-2.65	[m]
momento flettente rispetto all'asse della zattera	M_{Tz}	-71 927.78	[kNm]

SOVRACCARICHI PERMANENTI PORTATI

peso della pavimentazione per unità di superficie	s_{pp}	3.30	[kN/m ²]
larghezza	b_L	6.10	[m]
lunghezza	b_T	20.80	[m]
peso	W_{pp}	418.70	[kN]
eccentricità rispetto all'asse della zattera di fondazione	e_{Lz}	-2.65	[m]
momento flettente rispetto all'asse della zattera	M_{Tz}	-1 109.57	[kNm]

SOVRACCARICHI ACCIDENTALI

carichi accidentali	s_a	20.00	[kN/m ²]
larghezza	b_L	6.10	[m]
lunghezza	b_T	20.80	[m]
peso	W_{pp}	2 537.60	[kN]
eccentricità rispetto all'asse della zattera di fondazione	e_{Lz}	-2.65	[m]
momento flettente rispetto all'asse della zattera	M_{Tz}	-6 724.64	[kNm]

AZIONI VERTICALI PROVENIENTI DALL'IMPALCATO

GEOMETRIA IMPALCATO

numero travi	n_t	6	
luce campata di riva	L	38.00	[m]
coefficiente di influenza verticale	α_v	0.50	
eccentricità rispetto all'asse della zattera di fondazione	e_{Lz}	4.27	[m]

CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI

peso proprio trave	pp_t	9.51	[kN/m]
peso proprio soletta	pp_s	27.33	[kN/m]
reazione totale	W_{pp}	4 199.99	[kN]
momento flettente rispetto all'asse della zattera	M_{Tz}	17 933.95	[kNm]

CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI

carichi permanenti portati/trave	s_{pp}	18.14	[kN/m]
reazione totale	W_{spp}	2 067.96	[kN]
momento flettente rispetto all'asse della zattera	M_{Tz}	8 830.19	[kNm]

CARICHI MOBILI (Q_{ik} e q_{ik})

larghezza carreggiata	w	8.00	[m]
eccentricità asse carreggiata	e_T	0.00	[m]
numero corsie convenzionali	n_L	2.00	

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-04-E-CV-RB-IV15-0X-001-A02 Relazione Geotecnica Foglio 19 di 52

larghezza di una corsia convenzionale	w_c	3.00	[m]
larghezza zona rimanente	w_R	2.00	[m]
numero di appoggi	n_{app}	3	
interasse trasversale appoggi	i_{app}	3.75	[m]

SCARICHI SUGLI APPOGGI (da modello di calcolo)

CARICO	APP.	N_{max} [kN]	N_{min} [kN]	e_L [m]
Stesa 1	1	567.12	-2.43	8.75
	2	397.41	-0.77	4.90
	3	7.72	-41.95	1.05
	4	7.72	-41.95	-1.05
	5	397.41	-0.77	-4.90
	6	567.12	-2.43	-8.75
Stesa 2	1	49.28	-20.83	8.75
	2	349.28	-0.47	4.90
	3	113.42	-0.40	1.05
	4	113.42	-0.40	-1.05
	5	349.28	-0.47	-4.90
	6	49.28	-20.83	-8.75
Folla SX	1	595.86	-1.97	8.75
	2	139.11	-82.30	4.90
	3	33.50	-67.06	1.05
	4	33.50	-67.06	-1.05
	5	139.11	-82.30	-4.90
	6	595.86	-1.97	-8.75

CONFIGURAZIONE 1 - $r_4 (N_{max} + Mt_{max} + MI)$

Appoggio 1	N_1	1 212.26	[kN]
Appoggio 2	N_2	885.80	[kN]
Appoggio 3	N_3	154.64	[kN]
Appoggio 4	N_4	154.64	[kN]
Appoggio 5	N_5	885.80	[kN]
Appoggio 6	N_6	1 212.26	[kN]
Azione normale totale	N	4 505.41	[kN]
Momento flettente trasversale totale fondazione:	Mt	19 238.09	[kNm]
Momento flettente longitudinale totale fondazione:	M_l	0.00	[kNm]

CONFIGURAZIONE 2 - $r_5 (N + Mt + M_{max})$

Appoggio 1	N_1	1 212.26	[kN]
Appoggio 2	N_2	885.80	[kN]
Appoggio 3	N_3	154.64	[kN]
Appoggio 4	N_4	0.00	[kN]
Appoggio 5	N_5	0.00	[kN]
Appoggio 6	N_6	0.00	[kN]
Azione normale totale	N	2 252.70	[kN]
Momento flettente trasversale totale fondazione:	Mt	9 619.05	[kNm]
Momento flettente longitudinale totale fondazione:	M_l	15 110.08	[kNm]

AZIONI ORIZZONTALI PROVENIENTI DALLA SPALLA
SPINTA DEL CUNEO DI TERRENO

angolo di attrito del terreno - valore caratteristico	φ'_k	35.00	[°]
angolo di attrito terreno - parete	δ	23.33	[°]
coefficiente di spinta a riposo	k_0	0.426	
componente orizzontale del coefficiente di spinta a riposo	k_{0h}	0.392	
altezza di terreno non spingente	h	0.00	[m]

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
IG51-04-E-CV-RB-IV15-0X-001-A02 Relazione Geotecnica		Foglio 20 di 52

spinta orizzontale terreno	S_z	18 105.26	[kN]
momento terreno base zattera	M_{Tz}	89 983.13	[kNm]

SOVRACCARICHI PERMANENTI PORTATI

carico uniformemente distribuito per unità di superficie	q	3.30	[kN/m ²]
spinta orizzontale carichi permanenti portati	S_z	400.72	[kN]
momento carichi permanenti portati base zattera	M_{Tz}	2 987.37	[kNm]

SOVRACCARICHI PERMANENTI PORTATI

carico uniformemente distribuito per unità di superficie	q	20.00	[kN/m ²]
spinta orizzontale carichi permanenti portati	S_z	2 428.61	[kN]
momento carichi permanenti portati base zattera	M_{Tz}	18 105.26	[kNm]

AZIONI ORIZZONTALI PROVENIENTI DALL'IMPALCATO

ATTRITO DEI VINCOLI

tipologia appoggio longitudinale		APPOGGI	
sforzo normale permanente	N_{pp}	4 199.99	[kN]
sforzo normale permanente non strutturale	N_{spp}	2 067.96	[kN]
coefficiente d'attrito	μ	0.03	
attrito carichi permanenti	$V_{L,pp}$	126.00	[kN]
attrito carichi permanenti non strutturali	$V_{L,spp}$	62.04	[kN]
altezza media baggiolo	h_b	0.20	[m]
eccentricità rispetto alla base della fondazione	e_{Vz}	12.40	[m]
momento base zattera carichi permanenti	$M_{Tz,pp}$	1 562.40	[kNm]
momento base zattera carichi permanenti non strutturali	$M_{Tz,spp}$	769.28	[kNm]

FRENATURA/ACCELERAZIONE

Numero di carreggiate	n	2.00	
lunghezza totale dell'impalcato	L_{tot}	39.00	[m]
azione di frenatura/accelerazione	V_L	360.00	[kN]
coefficiente di influenza longitudinale	α_h	1.00	
eccentricità rispetto alla base della fondazione	e_{Vz}	12.40	[m]
momento base zattera	M_{Tz}	4 464.00	[kNm]

VENTO TRASVERSALE

pressione del vento	q_w	2.50	[kN/m ²]
altezza superficie investita	h_w	5.49	[m]
lunghezza totale impalcato	L_{tot}	39.00	[m]
coefficiente di influenza trasversale	α_h	0.50	
azione trasversale del vento	V_T	534.79	[kN]
eccentricità rispetto alla base della fondazione	e_{Vz}	12.40	[m]
momento base zattera	M_{Lz}	6 631.37	[kNm]

AZIONE SISMICA

PARAMETRI DI ANALISI

coefficiente sismico orizzontale	k_h	0.062
coefficiente sismico verticale	k_v	0.125

IMPALCATO

peso proprio dell'impalcato	W_{pp}	4 199.99	[kN]
carichi permanenti portati	W_{spp}	2 067.96	[kN]
peso sismico totale impalcato scaricato sulla spalla	W_{tot}	6 267.95	[kN]
forza sismica longitudinale totale	F_L	782.24	[kN]
forza sismica trasversale totale	F_T	391.12	[kN]
eccentricità rispetto alla base della fondazione	e_{Vz}	12.40	[m]
momento base zattera	M_{Tz}	9 699.77	[kNm]
momento base zattera	M_{Lz}	4 849.89	[kNm]

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
IG51-04-E-CV-RB-IV15-0X-001-A02 Relazione Geotecnica		Foglio 21 di 52

PARAGHIAIA

peso	W_p	704.60	[kN]
azione sismica	$F_L=F_T$	43.97	[kN]
eccentricità rispetto alla base della fondazione	e_{vz}	13.56	[m]
momento base zattera	$M_{Tz}=M_{Lz}$	595.97	[kNm]

MURO FRONTALE

peso	W_m	9 547.20	[kN]
azione sismica	$F_L=F_T$	595.75	[kN]
eccentricità rispetto alla base della fondazione	e_{vz}	7.10	[m]
momento base zattera	$M_{Tz}=M_{Lz}$	4 229.79	[kNm]

MURI ANDATORI

peso	W_m	5 447.30	[kN]
azione sismica	$F_L=F_T$	339.91	[kN]
eccentricità rispetto alla base della fondazione	e_{vz}	7.43	[m]
momento base zattera	$M_{Tz}=M_{Lz}$	2 524.91	[kNm]

ORECCHIE

peso	W_m	321.00	[kN]
azione sismica	$F_L=F_T$	20.03	[kN]
eccentricità rispetto alla base della fondazione	e_{vz}	12.02	[m]
momento base zattera	$M_{Tz}=M_{Lz}$	240.68	[kNm]

SETTO CENTRALE

peso	W_s	1 575.02	[m]
azione sismica	$F_L=F_T$	98.28	[m]
eccentricità rispetto alla base della fondazione	W_s	8.46	[m]
momento base zattera	$M_{Tz}=M_{Lz}$	830.97	[kNm]

ZATTERA DI FONDAZIONE

peso	W_m	11 856.00	[kN]
azione sismica	$F_L=F_T$	739.81	[kN]
eccentricità rispetto alla base della fondazione	e_{vz}	1.00	[m]
momento base zattera	$M_{Tz}=M_{Lz}$	739.81	[kNm]

TERRENO DI RINTERRO

peso	W_m	27 142.56	[kN]
azione sismica	$F_L=F_T$	1 693.70	[kN]
eccentricità rispetto alla base della fondazione	e_{vz}	8.62	[m]
momento base zattera	$M_{Tz}=M_{Lz}$	14 599.43	[kNm]

CUNEO DI TERRENO

metodo di analisi		WOOD	
coefficiente sismico orizzontale	k_h	0.062	
altezza del terreno spingente	h_s	14.91	
peso per unità di volume del terreno	γ	20.00	
sovraspinta dinamica del terreno	S_z	277.44	[kN]
eccentricità rispetto alla base della fondazione	e_{vz}	7.46	[m]
momento base zattera	M_{Tz}	2 068.32	[kNm]

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-04-E-CV-RB-IV15-0X-001-A02 Relazione Geotecnica
	Foglio 22 di 52

Spinta delle terre in condizioni statiche e sismiche

La spinta laterale del terreno viene valutata in regime di spinta a riposo, in quanto la spalla è fondata su pali di grande diametro e non ci sono le condizioni affinché si mobiliti la spinta attiva, ne tanto meno la passiva. Il coefficiente di spinta a riposo è valutato mediante la seguente relazione:

$$k_0 = 1 - \sin \varphi = 0.426$$

Ne consegue che la spinta statica agente a tergo delle spalle vale:

$$S_{stat} = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 \cdot k_0$$

avendo indicato con :

$\varphi = 35^\circ$ angolo d'attrito interno del terrapieno.

k_0 = coefficiente di spinta a riposo.

H = altezza spalla.

γ = peso per unità di volume del terreno.

La spinta così calcolata è applicata ad una distanza a partire dalla base della fondazione pari ad $H/3$.

In condizioni statiche si considera un sovraccarico accidentale pari a $Q_{es}=20.00 \text{ kN/m}^2$. La presenza del sovraccarico Q_{es} sul terrapieno genera la spinta

$$S_q = Q_{es} \cdot H \cdot k_0$$

applicata ad una distanza a partire dalla base della fondazione pari ad $H/2$.

La forza dinamica dovuta in condizioni sismiche è somma della spinta in condizioni statiche più una sovraspinta dinamica calcolata utilizzando la teoria di Wood, valida per i muri completamente vincolati (spalla fondata su pali).

$$\Delta S_{din} = a_g / g \cdot \gamma \cdot H^2$$

dove:

$a_g / g = k_h$ = coefficiente sismico orizzontale (definito nel §8.1.39)

La spinta così calcolata è applicata ad una distanza a partire dalla base della fondazione pari ad $H/2$. Si riportano i parametri caratteristici del terreno, nonché i coefficienti di spinta corrispondenti.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
IG51-04-E-CV-RB-IV15-0X-001-A02 Relazione Geotecnica		Foglio 23 di 52

Stratigrafia										
Terreno	<i>z</i> m	<i>z</i> _{netta} m	<i>γ</i> kN/mc	<i>c'</i> kPa	<i>φ</i> °	OCR	<i>z</i> _w m	<i>k</i> ₀	<i>k</i> _a	<i>k</i> _p
Limo Sabbioso	0.2	0	18	0	28	1	6	0.531	0.361	2.770
Ghiaia argillosa	12.5	9.7	20	0	38	1	6	0.384	0.238	4.204
Ghiaia argillosa	16	13.2	20	0	34	1	6	0.441	0.283	3.537
Ghiaia sabbiosa/argillosa	20.8	18	20	0	37	1	6	0.398	0.249	4.023

8.1.3. Analisi globale della spalla

Le azioni nominali nel baricentro della platea di fondazione (all'intradosso) sono:

AZIONE		N [kN]	V _L [kN]	V _T [kN]	M _L [kNm]	M _T [kNm]
peso proprio spalla	g ₁	29451.12	0.00	0.00	0.00	-8418.23
peso proprio terreno di rinterro	g ₂	27142.56	0.00	0.00	0.00	-71927.78
sovraccarichi permanenti	g ₃	418.70	0.00	0.00	0.00	-1109.57
spinta del terreno	g ₄	0.00	18105.26	0.00	0.00	89983.13
spinta dei sovraccarichi permanenti	g ₅	0.00	400.72	0.00	0.00	2987.37
sovraccarichi variabili	q ₁	2 537.60	0.00	0.00	0.00	-6 724.64
spinta sovraccarichi variabili	q ₂	0.00	2 428.61	0.00	0.00	18 105.26
carichi permanenti strutturali impalcato	r ₁	4 199.99	0.00	0.00	0.00	17 933.95
carichi permanenti non strutturali impalca	r ₂	2 067.96	0.00	0.00	0.00	8 830.19
attrito dei vincoli carichi permanenti	r ₃	0.00	188.04	0.00	0.00	2 331.68
carichi mobili impalcato - max N e M _T	r ₄	4 505.41	0.00	0.00	0.00	19 238.09
carichi mobili impalcato - max M _L	r ₅	2 252.70	0.00	0.00	15 110.08	9 619.05
frenatura/accelerazione	f	0.00	360.00	0.00	0.00	4 464.00
vento trasversale	w	0.00	0.00	534.79	6 631.37	0.00
sisma longitudinale	e _L	0.00	4 591.13	0.00	0.00	35 529.66
sisma trasversale	e _T	0.00	0.00	3 922.57	28 611.45	0.00

Le azioni risultanti all'intradosso della fondazione tengono conto dell'eccentricità geometriche nel piano orizzontale e verticale. Inoltre si è tenuto conto delle azioni aggiuntive derivanti dal peso proprio della spalla, del reinterro, della spinta del terreno e delle relative eccentricità.

Per il calcolo delle azioni sismiche, alle azioni derivanti dall'impalcato si sono aggiunte le azioni inerziali dovute ai pesi propri della fondazione (strutturali e non) e le azioni aggiuntive di spinta del terreno. Le masse sono state eccitate con un accelerazione calcolata nel seguente modo:

$$a_g = k_n \cdot g = \frac{(S-2)}{100} \cdot R \cdot I \cdot \beta \cdot g = \frac{(6-2)}{100} \cdot 1 \cdot 1.2 \cdot 1.3 \cdot g = 0.0624 \cdot g$$

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 	
	<p>IG51-04-E-CV-RB-IV15-0X-001-A02</p> <p>Relazione Geotecnica</p>	<p>Foglio</p> <p>25 di 52</p>

8.1.4. Verifica dei pali di fondazione

La fondazione della spalla in esame è di tipo profondo, su pali Trelicon di diametro 1200 mm disposti verticalmente.

Le azioni di calcolo sui pali sono ottenute sulla base delle sollecitazioni ad intradosso plinto; la ripartizione è effettuata come segue:

Forze verticali: la forza verticale agente su ciascun palo è determinata considerando una ripartizione rigida ad opera della platea di fondazione; quindi, si suppone che una forza verticale si traduca in azioni assiali di compressione;

Forze longitudinali e/o trasversali: si traducono in azioni taglianti alla testa dei pali.

Per maggior chiarezza e per semplice riscontro viene riportato il criterio di calcolo applicato per risalire al massimo sforzo sul singolo palo:

$$Q_i = \frac{F_z}{n} \pm \frac{M_x}{\sum y_i^2} \cdot y_i \pm \frac{M_y}{\sum x_i^2} \cdot x_i$$

$$H_{x,i} = \frac{F_x}{n}$$

$$H_{y,i} = \frac{F_y}{n}$$

Dove:

F_z = carico verticale risultante;

$M_x - M_y$ = momenti risultanti secondo gli assi x e y;

$H_x - H_y$ = carichi orizzontali risultanti secondo gli assi x e y;

Q_i = carico verticale sulla testa del palo i.esimo;

$H_{x-y,i}$ = carico orizzontale sulla testa del palo i.esimo;

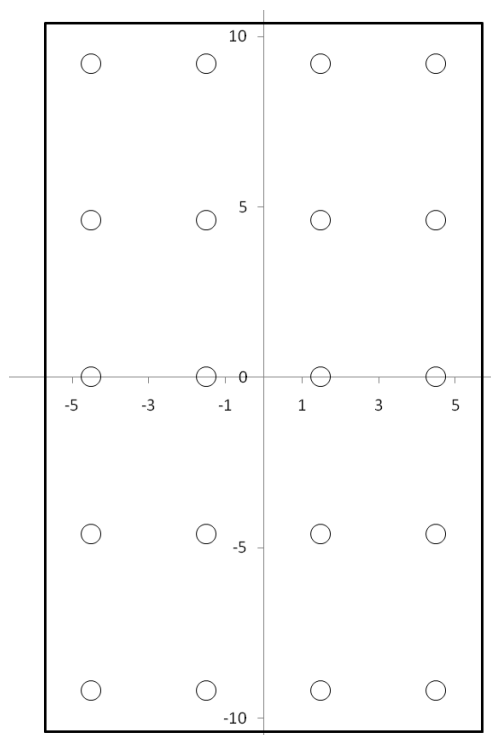
$x_i - y_i$ = distanza del baricentro del palo dagli assi principali secondo le direzioni X_{GP} e Y_{GP} .

n = numero di pali.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-04-E-CV-RB-IV15-0X-001-A02 Relazione Geotecnica
	Foglio 26 di 52

8.1.5. Ripartizione delle forze verticali

Pali	x	y
1	-4.5	-9.2
2	-4.5	-4.6
3	-4.5	0
4	-4.5	4.6
5	-4.5	9.2
6	-1.5	-9.2
7	-1.5	-4.6
8	-1.5	0
9	-1.5	4.6
10	-1.5	9.2
11	1.5	-9.2
12	1.5	-4.6
13	1.5	0
14	1.5	4.6
15	1.5	9.2
16	4.5	-9.2
17	4.5	-4.6
18	4.5	0
19	4.5	4.6
20	4.5	9.2



Dati Palo		
L	19	m
d	1.2	m
n° pali	20	

La disposizione in pianta è stata scelta in modo da ottimizzare l'efficienza e da rispettare le prescrizione del D.M. 88 ($s \geq 3D$). L'intradosso della fondazione è posto a 2.8 m di profondità dal p.c.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-04-E-CV-RB-IV15-0X-001-A02 Relazione Geotecnica
	Foglio 27 di 52

8.1.6. Verifiche carico limite

Nel rispetto del D.M.1988 , si è verificato per ogni palo e per il gruppo di pali:

$$\frac{R_n}{E_d} = F_s \geq 2.5$$

La resistenza nominale, del singolo palo, nei confronti dei carichi assiali risulta:

$$R_n = S + B - W$$

Dove:

S = resistenza laterale;

B = resistenza alla base;

W = peso proprio del palo calcolato con $\gamma_{cls,netto} = \gamma_{cls} - \gamma_{terreno}$

La resistenza laterale è stata calcolata tenendo conto delle stratigrafia, delle condizioni idrauliche (quota p.z.), della tecnologia esecutiva del palo. Poiché si è in presenza di terreni a grana grossa dotati di coesione nulla, la resistenza laterale vale:

$$S = \pi d \int_{z_1}^{z_2} \sigma'_h(z) \cdot \mu \, dz$$

Dove:

$$\sigma'_h(z) = k \cdot \sigma'_v(z)$$

$k = 0.7$ - coefficiente empirico che dipende dalla tecnologia esecutiva del palo e dalle caratteristiche del terreno. Per pali trivellati pressati (Trelicon) varia fra 0.7 e 0.9.

μ = coefficiente d'attrito. Per pali trivellati $\mu = \tan\phi$.

$(z_2 - z_1) = L_s = 19 \text{ m}$ lunghezza collaborante del palo.

La punta si intesta in un terreno a grana grossa, per tal motivo si analizzano le sole condizioni drenate, nell'ipotesi di coesione nulla la resistenza alla punta vale:

$$B = \pi d^2 / 4 (N_q^* \cdot \sigma'_v + u)$$

dove:

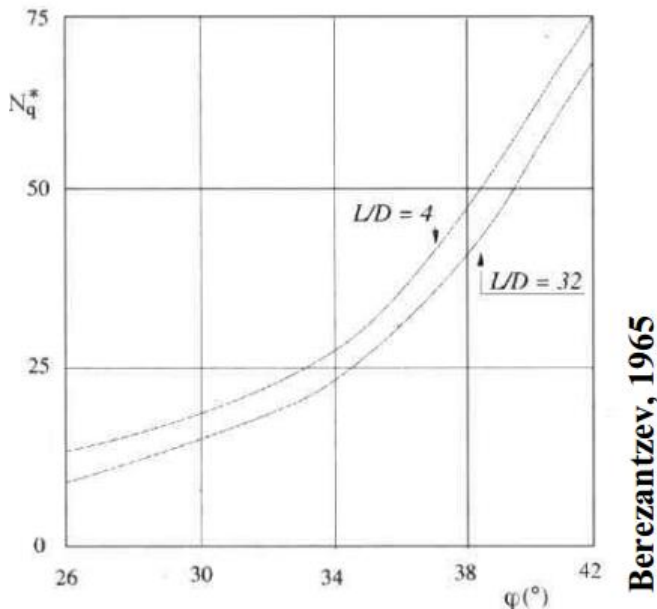
u = pressione interstiziale alla punta del palo.

$N_q^* = 21.9$ coefficiente di Berezantev ridotto per i pali di grande diametro; $f(\phi', L/d)$.

$\phi' = \phi - 3 = 34^\circ$ angolo di attrito alla base ridotto (pali trivellati).

σ'_v = tensione verticale efficace litostatica alla testa del palo.

La resistenza alla base si considera solo in compressione. Il coefficiente N_q^* è funzione $f(\phi, L/d)$, introdotto da Berezantzev, consente di tenere conto del diverso comportamento dei pali trivellati di grande diametro. Per quest'ultimi infatti la resistenza alla punta rappresenta un'aliquota importante della resistenza totale, ma la completa mobilitazione di questa si ottiene per cedimenti spesso incompatibili con le strutture sostenute. Per tale motivo Berezantzev suggerisce di utilizzare nel progetto il valore dello sforzo alla punta mobilitato in corrispondenza di cedimenti dell'ordine di 0.06-0.1d. Si riporta in figura l'andamento di N_q^* :



Come si nota i valori di N_q^* sono notevolmente inferiori a quelli utilizzati comunemente.

La verifica di capacità portante della fondazione, anche in relazione a quanto riportato nel D.M.1988, è cautelativamente svolta trascurando il contributo del plinto di fondazione, considerando quindi le sole caratteristiche dei pali di fondazione.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-04-E-CV-RB-IV15-0X-001-A02 Relazione Geotecnica
	Foglio 29 di 52

Si riportano le resistenze ottenute secondo le caratteristiche geometriche e stratigrafiche fin qui considerate:

Resistenza		
Laterale	6581.2	kN
Base	7086.4	kN
Totale caratteristica-compressione	1366.7	kN
Totale caratteristica-trazione	6581.2	kN

Il palo maggiormente sollecitato (per sforzo assiale) è soggetto alle seguenti azioni di calcolo:

Combinazione	Nmax	Fs
I	4155.8	3.29
II	5091.4	2.68
III	4950.7	2.76
IV	5151.9	2.65
V	5011.1	2.73
VI	4747.6	2.88
VII	4348.0	3.14
P.P.	4037.0	3.39

Nessun palo è soggetto ad azioni di trazioni in alcun caso. Visto il regime di pressoflessione deviata a cui è sottoposta la spalla, i pali più caricati sono quelli negli angoli sulla diagonale dell'impronta di base della spalla. Le verifiche risultano in ogni caso soddisfatte in quanto

$$F_{smin} \quad 2.65 \quad > 2.5$$

8.1.7. Verifica per carichi trasversali

Il D.M. 88 non prescrive un coefficiente di sicurezza minimo come nel caso di carico limite verticale. La scelta è lasciata al progettista.

Le caratteristiche resistenti dei pali utilizzati sono le seguenti :

Verifica carico limite orizzontale		
SEZIONE CIRCOLARE		
d	1200	mm
M_{P,Rd}	2260	kNm
N_{max}	1795	kN
L/D	15.83	Palo Lungo

Nei confronti dell'azione tagliante la combinazione più gravosa è quella sismica in direzione longitudinale orientato come l'asse dell'impalcato:

VI = sisma long.

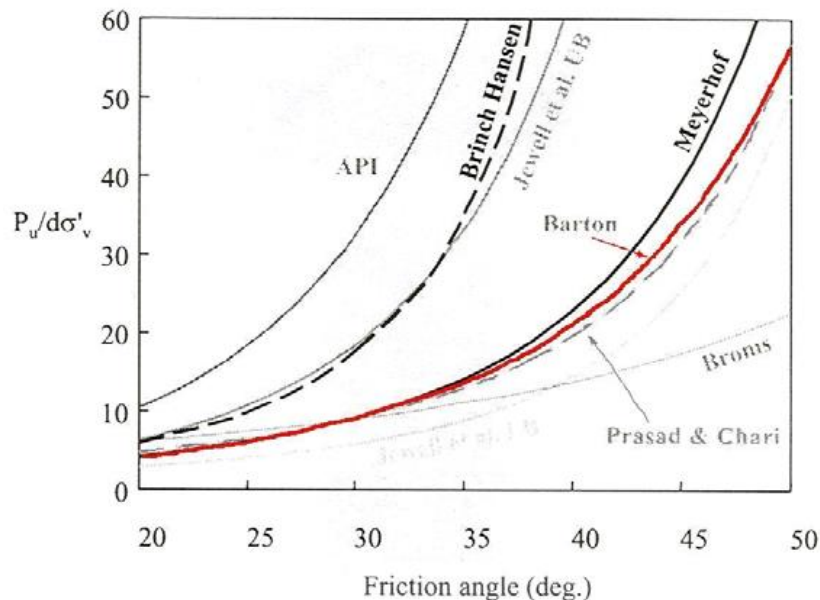
Il taglio massimo agente per palo vale(calcolato secondo §8.1.4):

Ed-long	1154.86	kN
Ed-trasv	0.00	kN

Il carico limite orizzontale del singolo palo è stato calcolato ipotizzando un meccanismo di rottura di palo lungo ($L/D = 15.83$), con la formazione di due cerniere plastiche. In funzione del momento di plasticizzazione del palo e della distribuzione delle reazioni di contatto con il terreno è stato quindi calcolato il carico limite orizzontale. Per la distribuzione della resistenza p del terreno con la profondità si è fatto riferimento alla teoria di Barton(1982), quindi:

$$p = k_p^2 \cdot \sigma'_v \cdot D$$

Questa relazione è stata ottenuta conducendo delle prove in centrifuga su pali modello, strumentati con trasduttori di deformazioni per la misura dei momenti flettenti; le prove sono state condotte in sabbie dense uniformi, con angolo d'attrito $\phi = 43^\circ$. I valori di resistenza limite ottenuti da Barton (1982) sottostimano i valori misurati di resistenza limite, in media, del 6%.



GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-04-E-CV-RB-IV15-0X-001-A02 Relazione Geotecnica
	Foglio 31 di 52

CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI GRANULARI PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA

TEORIA DI BASE:

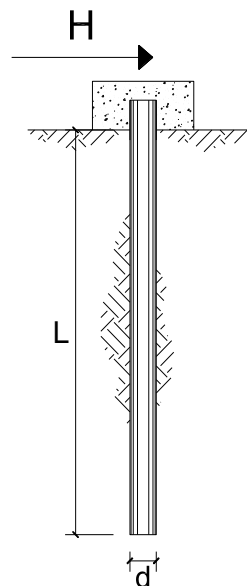
H = carico limite orizzontale

L = lunghezza del palo

d = diametro del palo

M_y = momenti di plasticizzazione della sezione

F_s = coefficiente di sicurezza



Il carico limite è funzione della posizione della seconda cerniera plastica, allo stesso modo questa dipende dal carico limite. Si è proceduto ad un calcolo iterativo per determinare la posizione della seconda cerniera plastica e quindi il carico limite orizzontale. Il procedimento per il calcolo di H_{lim} , si basa sulle stesse ipotesi della teoria di Broms, quindi solo su considerazioni di equilibrio, la novità introdotta da Barton modifica il valore della reazione offerta dal terreno. Si ottiene quindi:

Teoria di	Barton	
$H_{lim-sing. Palo}$	3199	kN
<i>efficienza long</i>	0.43	
<i>efficienza trasv</i>	0.34	
$H_{rid-long}$	1381.73	kN
$H_{rid-trasv}$	1154.86	kN

Per il calcolo dell'efficienza del gruppo di pali si è fatto riferimento agli studi di REESE & VAN IMPE (2001). Viene stimata un'efficienza in direzione x (effetto di bordo) e una in direzione y (effetto ombra), tramite le seguenti relazioni:

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG51-04-E-CV-RB-IV15-0X-001-A02 Relazione Geotecnica	Foglio 32 di 52

$$e = 0.70 \left(\frac{s}{D}\right)^{0.26} \text{ per } \left(\frac{s}{D}\right) \leq 4.00 \text{ per il palo frontale}$$

$$e = 0.48 \left(\frac{s}{D}\right)^{0.38} \text{ per } \left(\frac{s}{D}\right) \leq 7.00 \text{ per il palo posteriore}$$

Se i pali sono affiancati ortogonalmente alla direzione di applicazione della forza, gli effetti dell'interazione sono simmetrici e valgono:

$$e = 0.64 \left(\frac{s}{D}\right)^{0.34} \text{ per } \left(\frac{s}{D}\right) \leq 3.75$$

L'efficienza del singolo palo, vale:

$$e_j = \prod_{i=j=1}^m e_{ij} = e_{1j} \cdot e_{2j} \cdot \dots \cdot e_{mj}$$

Il carico orizzontale che il palo j, può sopportare all'interno del gruppo vale:

$$p_{j,gruppo} = e_j \cdot p_{singolo}$$

Naturalmente i pali interni avranno un'efficienza minore. Il valore utilizzato di efficienze è pari alla media così calcolata:

$$e_{media} = \frac{e_1 + e_2 + \dots + e_n}{n}$$

La teoria utilizzata per il calcolo del carico limite è già di per se fortemente cautelativa, inoltre il calcolo dell'efficienza qui eseguito consente una valutazione molto specifica. Solitamente l'efficienza viene posta forfetariamente pari a 0.5, tale valore per diversi autori rappresenta un valore limite. Inoltre il momento resistente del palo è stato calcolato ipotizzando agente lo sforzo normale minimo (agente sul palo meno caricato), tale condizione è cautelativa in quanto all'aumentare del carico N, aumenterà il momento resistente e di conseguenza il taglio massimo resistente.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-04-E-CV-RB-IV15-0X-001-A02 Relazione Geotecnica
	Foglio 33 di 52

I risultati relativi ai valori di efficienza proposti valgono:

Combinazione	Hd-long	Fs-long	Ed-trasv	Ftrasv
I	934.7	1.48	26.7	45.56
II	1056.1	1.31	16.0	75.94
III	1056.1	1.31	16.0	75.94
IV	1074.1	1.29	5.3	227.82
V	1074.1	1.29	5.3	227.82
VI	1154.9	1.20	0.0	//
VII	925.3	1.49	196.1	6.21
P.P.	925.3	1.49	0.0	//

Per ogni combinazione il carico ammissibile è superiore al taglio massimo. Se si ripetono i calcoli utilizzando il valore minimo di efficienza consigliato si ottiene:

Combinazione	Hd-long	Fs-long	Ed-trasv	Ftrasv
I	934.7	1.71	26.7	59.82
II	1056.1	1.51	16.0	99.71
III	1056.1	1.51	16.0	99.71
IV	1074.1	1.49	5.3	299.12
V	1074.1	1.49	5.3	299.12
VI	1154.9	1.39	0.0	//
VII	925.3	1.73	196.1	8.16
P.P.	925.3	1.73	0.0	//

Si nota come il coefficiente di sicurezza sia sensibile al valore assunto dall'efficienza. In ogni caso vi è un buon margine di sicurezza, soprattutto nei confronti delle azioni statiche. Si ricorda infine che l'intera procedura di calcolo ha adottato ipotesi e teorie cautelative, per tale motivo il coefficiente di sicurezza minimo trovato si ritiene sufficiente.

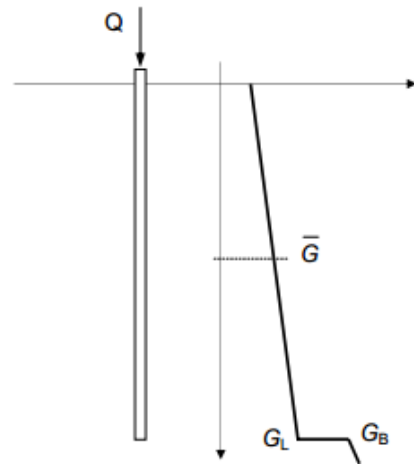
8.1.8. Verifica cedimenti ammissibili

I cedimenti verticali vengono calcolati per il singolo palo, in prima fase, per i soli carichi permanenti portati e strutturali. In questa fase, ovvero non in esercizio, è ancora possibile compensare cedimenti eccessivi o differenziali importanti. D'altra parte si dimostrerà come i cedimenti calcolati in esercizio siano trascurabili rispetto alle condizioni suddette. Per la stima dei cedimenti verticali del singolo palo si fa uso del metodo di Randolph e Wroth (metodo analitico approssimato). Il palo è supposto deformabile e immerso in un mezzo elastico. Il cedimento finale è pari alla somma dei cedimenti dovuti all'interazione fra terreno e superficie laterale più quelli legati alla base del palo. Nell'ipotesi suddette, la relazione che lega cedimenti e carico vale:

$$\frac{Q}{w_0 \cdot r_0 \cdot G_L} = \frac{4 \cdot r_b \cdot G_b}{r_b \cdot G_L (1 - \nu)} + \frac{2\pi \cdot L \cdot \bar{G}}{\zeta \cdot r_0 \cdot G_L}$$

dove:

$$\zeta = \ln \left\{ \left[0.25 + \left(2.5 \frac{\bar{G}}{G_L} (1 - \nu) - 0.25 \right) \frac{G_L}{G_b} \right] \frac{L}{r_b} \right\}$$



Il cedimento del gruppo di pali può essere stimato, empiricamente, nel seguente modo:

$$w_{gruppo} = n \cdot R_g \cdot w_0$$

a secondo del valore di R_g si può calcolare il cedimento massimo (cautelativo) o quello medio (più probabile):

$$R_{g-max} = \frac{0.5}{R} + \frac{0.13}{R^2}$$

$$R_{g-medio} = 0.3R^{-1.2}$$

$$R = \sqrt{\frac{n \cdot s}{L}}$$

Facendo riferimento al §0, i dati di partenza sono:

$Q_{p,p}$	4037	kN	Q_{es}	5091.45	kN
r_0	0.6	m	G_{media}	7.9	Mpa
r_b	0.6	m	G_L	13.0	MPa
ν	0.25		G_{base}	13.0	MPa
L	19	m	zita	3.581	

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-04-E-CV-RB-IV15-0X-001-A02 Relazione Geotecnica
	Foglio 35 di 52

I cedimenti del singolo palo valgono:

$w_{0-p.p.}$	0.02	m	w_{0-es}	0.02	m
$w_{0-p.p.}$	1.51	cm	w_{0-es}	1.60	cm

L'incremento di cedimento dovuto all'entrata in esercizio dell'impalcato vale:

$$\Delta w \quad \mathbf{0.35 \quad cm}$$

Il contributo che carichi mobili e variabili apportano in termini di cedimento può essere ritenuto, quindi, trascurabile.

I cedimenti del gruppo di pali facendo riferimento alle formule precedentemente esposte valgono:

s_{medio}	3.0	m	R	1.78	
L	19	m	R_{g-max}	0.32	
n	20		$R_{g-medio}$	0.23	cm

w_{g-max}	8.58	cm
w_{g-med}	5.98	cm

I cedimenti, anche i massimi, possono essere recuperati durante la fase costruttiva. Si fa notare che la rigidità utilizzata G_{50} , è pari a 1/10 di quella a piccole deformazioni. Quest'ipotesi è fortemente cautelativa in quanto da osservazioni sperimentali si è visto che il rapporto fra G_{ur} e G_{50} varia fra 3÷10. A favore di sicurezza si è scelto il valore più cautelativo, così come si è fatto nella scelta del valore di riferimento di G_{ur} . In fase di realizzazione della spalla si dovrà tenere conto dell'abbassamento calcolato.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-04-E-CV-RB-IV15-0X-001-A02 Relazione Geotecnica
	Foglio 36 di 52

9. VERIFICHE GEOTECNICHE OPERE DI SOSTEGNO

9.1. Muro a mensola fondato su pali - Rampa IR1L

9.1.1. Premessa

Le verifiche del muro a mensola sono state eseguite sia nelle condizioni di stato limite ultimo statico che in presenza di sisma. Nelle condizioni di esercizio si sono eseguite delle verifiche nei confronti dei massimi cedimenti ammissibili.

Lo stato di sollecitazione sull'opera di sostegno è stato valutato sommando ai pesi strutturali e permanenti componenti la spalla (zattera di fondazione, trave paraghiaia, muri andatori e terreno di riempimento) i carichi permanenti e di esercizio trasmessi dal rilevato stradale e dall'esercizio della strada.

La dislocazione dei carichi da traffico stradale è tale da massimizzare le azioni verticali, i tagli e le sollecitazioni flettenti.

9.1.2. Azioni di calcolo sul muro a mensola

Pesi propri strutturali e sovraccarichi permanenti

Nella determinazione dei valori delle azioni dovute al peso proprio ed ai carichi permanenti è stato calcolato il volume geometrico dei singoli elementi componenti l'opera e sono stati adottati i seguenti parametri:

Caratteristiche dei materiali

$\gamma_{cls} = 25.0 \text{ KN/m}^3$ peso specifico c.a.

$\gamma_t = 20.0 \text{ KN/m}^3$ peso specifico rilevato artificiale

Nel seguente prospetto sono riportati i pesi propri degli elementi strutturali nonché del terreno di riempimento e le eccentricità dei centri di massa nei confronti del baricentro dell'intradosso della platea di fondazione.

Nel prosieguo del seguente paragrafo sarà adottato un sistema di riferimento, così definito:

- 1: asse parallelo all'asse viadotto, orientato dalla spalla A alla spalla B
- 2: asse trasversale all'asse viadotto, orientato in modo da formare una terna sinistrorsa con gli assi n e z
- 3: asse verticale, orientato verso l'alto.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-04-E-CV-RB-IV15-0X-001-A02 Relazione Geotecnica
	Foglio 37 di 52

AZIONI VERTICALI PROVENIENTI DALLA SPALLA

MURO

spessore porzione superiore	b_s	1.00	[m]
altezza porzione superiore	h_s	7.32	[m]
lunghezza porzione superiore	b_{Ls}	12.30	[m]
eccentricità della risega superiore rispetto all'asse della zattera	e_s	4.30	[m]
spessore porzione inferiore	b_i	1.90	[m]
altezza porzione inferiore	h_i	5.50	[m]
lunghezza porzione inferiore	b_{Li}	12.30	[m]
eccentricità della base rispetto all'asse della zattera	e_i	3.85	[m]
peso alla base della risega superiore	W_s	2 250.90	[kN]
peso alla base del muro	W_i	5 464.28	[kN]
momento flettente alla base della zattera	M_i	22 050.36	[kN]

ZATTERA DI FONDAZIONE

larghezza della zattera	b_z	9.60	[m]
altezza della zattera	h_z	2.00	[m]
lunghezza della zattera	b_{Lz}	12.30	[m]
lunghezza del piede di monte della zattera	L_m	7.70	[m]
peso della zattera	W_z	5 904.00	[kN]

TERRENO DI RINTERRO

peso per unità di volume	γ	20.00	[kN/m ³]
larghezza porzione superiore	$b_{Lr,s}$	12.30	[m]
lunghezza porzione superiore	$b_{Tr,s}$	8.60	[m]
altezza porzione superiore	$h_{z,s}$	7.32	[m]
larghezza porzione inferiore	$b_{Lr,i}$	12.30	[m]
lunghezza porzione inferiore	$b_{Tr,i}$	7.70	[m]
altezza porzione inferiore	$h_{z,i}$	5.50	[m]
volume di terreno della porzione superiore	$V_{r,s}$	387.15	[m ³]
volume di terreno della porzione inferiore	$V_{r,i}$	647.61	[m ³]
peso totale del terreno di rinterro	W_t	20 695.24	[kN]
momento flettente alla base della zattera dovuto al terreno di rinterro	M_t	-16 176.09	[kNm]

SOVRACCARICHI PERMANENTI PORTATI

peso della pavimentazione per unità di superficie	S_{pp}	3.30	[kN/m ²]
---	----------	------	----------------------

SOVRACCARICHI ACCIDENTALI

carichi accidentali	S_a	20.00	[kN/m ²]
---------------------	-------	-------	----------------------

URTO DA AUTOVEICOLO IN SVIO

azione orizzontale dovuta all'urto del veicolo in svio	F_u	45.00	[kN]
altezza del punto di applicazione dell'azione orizzontale d'urto rispetto al piano viario	h_u	0.60	[m]
angolo di ripartizione delle azioni lungo il calcestruzzo	α	45.00	[°]
larghezza di ripartizione delle azioni alla base della risega superiore	l_i	13.75	[m]
azione orizzontale da urto ripartita alla base della risega superiore	S_i	3.27	[kN]
momento flettente da urto ripartito alla base della risega superiore	M_i	50.47	[kNm]

AZIONI ORIZZONTALI PROVENIENTI DALLA SPALLA

SPINTA DEL CUNEO DI TERRENO

angolo di attrito del terreno - valore caratteristico	φ'_k	35.00	[°]
angolo di attrito terreno - parete	δ	23.33	[°]

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-04-E-CV-RB-IV15-0X-001-A02 Relazione Geotecnica Foglio 38 di 52

coefficiente di spinta a riposo	k_0	0.426	
componente orizzontale del coefficiente di spinta a riposo	k_{0h}	0.392	
altezza di terreno non spingente	h	0.00	[m]
spinta orizzontale terreno alla base del muro	S_i	10 577.61	[kN]
momento terreno alla base del muro	M_i	52 253.40	[kNm]

SOVRACCARICHI PERMANENTI PORTATI

carico uniformemente distribuito per unità di superficie	q	3.30	[kN/m ²]
spinta orizzontale carichi permanenti portati alla base del muro	S_i	235.53	[kN]
momento carichi permanenti portati alla base del muro	M_i	1 745.31	[kNm]

SOVRACCARICHI ACCIDENTALI PORTATI

carico uniformemente distribuito per unità di superficie	q	20.00	[kN/m ²]
spinta orizzontale carichi accidentali portati alla base del muro	S_i	1 427.48	[kN]
momento carichi accidentali portati alla base del muro	M_i	10 577.61	[kNm]

AZIONE SISMICA

PARAMETRI DI ANALISI

coefficiente sismico orizzontale	k_h	0.058	
coefficiente sismico verticale	k_v	0.115	

MURO

peso alla base del muro	$W_{a,i}$	5 464.28	[kN]
azione sismica alla base della zattera	F_i	314.74	[kN]
momento sismico alla base della zattera	M_i	2 326.09	[kNm]

ZATTERA

peso della zattera	W_z	5 904.00	[kN]
azione sismica alla base della zattera	F_i	340.07	[kN]
momento sismico alla base della zattera	M_i	340.07	[kNm]

TERRENO DI RINTERRO

peso alla base del muro	$W_{t,i}$	20 695.24	[kN]
azione sismica alla base del muro	F_i	1 192.05	[kN]
momento sismico alla base del muro	M_i	7 827.78	[kNm]

CUNEO DI TERRENO

metodo di analisi		WOOD	
coefficiente sismico orizzontale	k_h	0.058	
peso per unità di volume del terreno	γ	20.00	[kN/m ³]
altezza del terreno spingente rispetto alla base della zattera	$h_{s,i}$	14.82	[m]
sovraspinta dinamica del terreno alla base della zattera	S_i	3 112.10	[kN]
momento dinamico alla base della zattera	M_i	23 060.69	[kNm]

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-04-E-CV-RB-IV15-0X-001-A02 Relazione Geotecnica
	Foglio 39 di 52

Spinta delle terre in condizioni statiche e sismiche

La spinta laterale del terreno viene valutata in regime di spinta a riposo, in quanto la spalla è fondata su pali di grande diametro e non ci sono le condizioni affinché si mobiliti la spinta attiva, ne tanto meno la passiva. Il coefficiente di spinta a riposo è valutato mediante la seguente relazione:

$$k_0 = 1 - \sin \varphi = 0.426$$

Ne consegue che la spinta statica agente a tergo delle spalle vale:

$$S_{stat} = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 \cdot k_0$$

avendo indicato con :

$\varphi = 35^\circ$ angolo d'attrito interno del terrapieno.

k_0 = coefficiente di spinta a riposo.

H = altezza muro.

γ = peso per unità di volume del terreno.

La spinta così calcolata è applicata ad una distanza a partire dalla base della fondazione pari ad $H/3$.

In condizioni statiche si considera un sovraccarico accidentale pari a $Q_{es}=20.00 \text{ kN/m}^2$. La presenza del sovraccarico Q_{es} sul terrapieno genera la spinta

$$S_q = Q_{es} \cdot H \cdot k_0$$

applicata ad una distanza a partire dalla base della fondazione pari ad $H/2$.

La forza dinamica dovuta in condizioni sismiche è somma della spinta in condizioni statiche più una sovraspinta dinamica calcolata utilizzando la teoria di Wood, valida per i muri completamente vincolati (spalla fondata su pali).

$$\Delta S_{din} = a_g / g \cdot \gamma \cdot H^2$$

dove:

$$a_g / g = k_h = \text{coefficiente sismico orizzontale (definito nel §8.1.39)}$$

La spinta così calcolata è applicata ad una distanza a partire dalla base della fondazione pari ad $H/2$.

Si riportano i parametri caratteristici del terreno, nonché i coefficienti di spinta corrispondenti.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-04-E-CV-RB-IV15-0X-001-A02 Relazione Geotecnica
	Foglio 40 di 52

Stratigrafia										
Terreno	z m	znetta m	γ kN/mc	c' kPa	φ °	OCR	zw m	k₀	ka	kp
Limo Sabbioso	0.2	0	18	0	28	1	6	0.531	0.361	2.770
Ghiaia sabbiosa	12.5	9.7	20	0	38	1	6	0.384	0.238	4.204
Ghiaia argillosa	16	13.2	20	0	34	1	6	0.441	0.283	3.537
Ghiaia sabbiosa/argillosa	20.8	18	20	0	37	1	6	0.398	0.249	4.023

9.1.3. Analisi globale del muro a mensola

Le azioni nominali nel baricentro della platea di fondazione (all'intradosso) sono:

AZIONE		N [kN]	V_L [kN]	M_T [kNm]
peso proprio spalla	g ₁	11368.28	0.00	22050.36
spinta del terreno	g ₂	0.00	10577.61	52253.40
spinta dei sovraccarichi permanenti	g ₃	0.00	235.53	1745.31
peso proprio del terreno di rinterro	g ₄	20695.24	0.00	-16176.09
spinta sovraccarichi variabili	q ₁	0.00	1 427.48	10 577.61
urto da autoveicolo in svio	q ₂	0.00	3.27	50.47
sisma longitudinale	e _L	0.00	4 958.96	33 554.63

Le azioni risultanti all'intradosso della fondazione tengono conto dell'eccentricità geometriche nel piano orizzontale e verticale. Inoltre si è tenuto conto delle azioni aggiuntive derivanti dal peso proprio del muro, del rinterro, della spinta del terreno e delle relative eccentricità.

Per il calcolo delle azioni sismiche, alle azioni derivanti dal rilevato si sono aggiunte le azioni inerziali dovute ai pesi propri della fondazione (strutturali e non) e le azioni aggiuntive di spinta del terreno. Le masse sono state eccitate con un'accelerazione calcolata nel seguente modo:

$$a_g = k_h \cdot g = \frac{(S-2)}{100} \cdot R \cdot I \cdot \beta \cdot g = \frac{(6-2)}{100} \cdot 1 \cdot 1.2 \cdot 1.3 \cdot g = 0.0624 \cdot g$$

dove:

S = 6 - grado di sismicità (comune di Tortona, OPCM 3274/2003: zona 4 → in via cautelativa zona 3)

R = 1 - coefficiente di risposta relativo alla direzione considerata

I = 1.2 - coefficiente di protezione sismica (opera sensibile)

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-04-E-CV-RB-IV15-0X-001-A02 Relazione Geotecnica Foglio 41 di 52

$\beta = 1.30$ - (valido per le fondazioni)

In accordo con il D.M.1988, si sono eseguite per tutte le combinazioni di carico statiche e dinamiche, le verifiche geotecniche delle fondazioni su pali nei confronti dei seguenti stati limite:

Collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali;

Collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali;

Collasso per carico limite di sfilamento nei riguardi dei carichi assiali di trazione.

Le verifiche sono state eseguite nei confronti delle seguenti combinazioni (in tabella sono riportati i coefficienti):

Comb	I	II	III	IV	V	VI	VII
g1	1	1	1	1	1	1	1
g2	1	1	1	1	1	1	1
g3	1	1	1	1	1	1	1
g4	1	1	1	1	1	1	1
q1	0	1	0	1	0	1	0.7
q2	1	0	0	1	0	0	0
eL	0	0	1	0	0	0	0

9.1.4. Verifica dei pali di fondazione

La fondazione del muro in esame è di tipo profondo, su pali Trelicon di diametro 1200 mm disposti verticalmente.

Le azioni di calcolo sui pali sono ottenute sulla base delle sollecitazioni ad intradosso plinto; la ripartizione è effettuata come segue:

Forze verticali: la forza verticale agente su ciascun palo è determinata considerando una ripartizione rigida ad opera della platea di fondazione; quindi, si suppone che una forza verticale si traduca in azioni assiali di compressione;

Forze longitudinali e/o trasversali: si traducono in azioni taglianti alla testa dei pali.

Per maggior chiarezza e per semplice riscontro viene riportato il criterio di calcolo applicato per risalire al massimo sforzo sul singolo palo:

$$Q_i = \frac{F_z}{n} \pm \frac{M_x}{\sum y_i^2} \cdot y_i \pm \frac{M_y}{\sum x_i^2} \cdot x_i$$

$$H_{x,i} = \frac{F_x}{n}$$

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 	
	<p>IG51-04-E-CV-RB-IV15-0X-001-A02</p> <p>Relazione Geotecnica</p>	<p>Foglio</p> <p>42 di 52</p>

$$H_{y,i} = \frac{F_y}{n}$$

Dove:

F_z = carico verticale risultante;

$M_x - M_y$ = momenti risultanti secondo gli assi x e y;

$H_x - H_y$ = carichi orizzontali risultanti secondo gli assi x e y;

Q_i = carico verticale sulla testa del palo i.esimo;

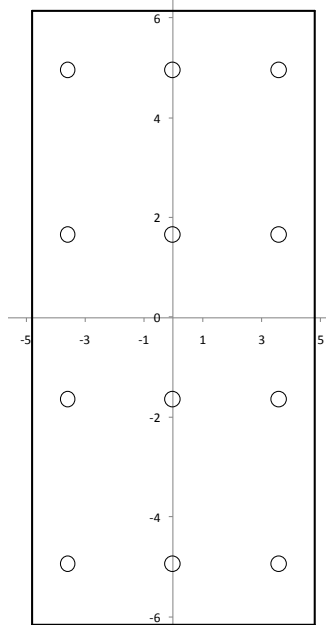
$H_{x-y,i}$ = carico orizzontale sulla testa del palo i.esimo;

$x_i - y_i$ = distanza del baricentro del palo dagli assi principali secondo le direzioni X_{GP} e Y_{GP} .

n = numero di pali.

9.1.5. Ripartizione delle forze verticali

Pali	x	y
1	-3.6	-4.95
2	-3.6	-1.65
3	-3.6	1.65
4	-3.6	4.95
5	0	-4.95
6	0	-1.65
7	0	1.65
8	0	4.95
9	3.6	-4.95
10	3.6	-1.65
11	3.6	1.65
12	3.6	4.95



Dati Palo		
L	21	m
d	1.2	m
n° pali	12	

La disposizione in pianta è stata scelta in modo da ottimizzare l'efficienza e da rispettare le prescrizioni del D.M. 88 ($s \geq 3D$). L'intradosso della fondazione è posto a 2.8 m di profondità dal p.c.

9.1.6. Verifiche carico limite

Nel rispetto del D.M.1988, si è verificato per ogni palo e per il gruppo di pali:

$$\frac{R_n}{E_d} = F_s \geq 2.5$$

La resistenza nominale, del singolo palo, nei confronti dei carichi assiali risulta:

$$R_n = S + B - W$$

Dove:

S = resistenza laterale;

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-04-E-CV-RB-IV15-0X-001-A02 Relazione Geotecnica
	Foglio 44 di 52

B = resistenza alla base;

W = peso proprio del palo calcolato con $\gamma_{cis,netto} = \gamma_{cis} - \gamma_{terreno}$

La resistenza laterale è stata calcolata tenendo conto delle stratigrafia, delle condizioni idrauliche (quota p.z.), della tecnologia esecutiva del palo. Poiché si è in presenza di terreni a grana grossa dotati di coesione nulla, la resistenza laterale vale:

$$S = \pi d \int_{z1}^{z2} \sigma'_h(z) \cdot \mu \, dz$$

Dove:

$$\sigma'_h(z) = k \cdot \sigma'_v(z)$$

$k = 0.7$ - coefficiente empirico che dipende dalla tecnologia esecutiva del palo e dalle caratteristiche del terreno. Per pali trivellati pressati (Trelicon) varia fra 0.7 e 0.9.

μ = coefficiente d'attrito. Per pali trivellati $\mu = \tan\phi$.

$(z2 - z1) = L_s = 21 \text{ m}$ lunghezza collaborante del palo.

La punta si intesta in un terreno a grana grossa, per tal motivo si analizzano le sole condizioni drenate, nell'ipotesi di coesione nulla la resistenza alla punta vale:

$$B = \pi d^2 / 4 (N^*_q \cdot \sigma'_v + u)$$

dove:

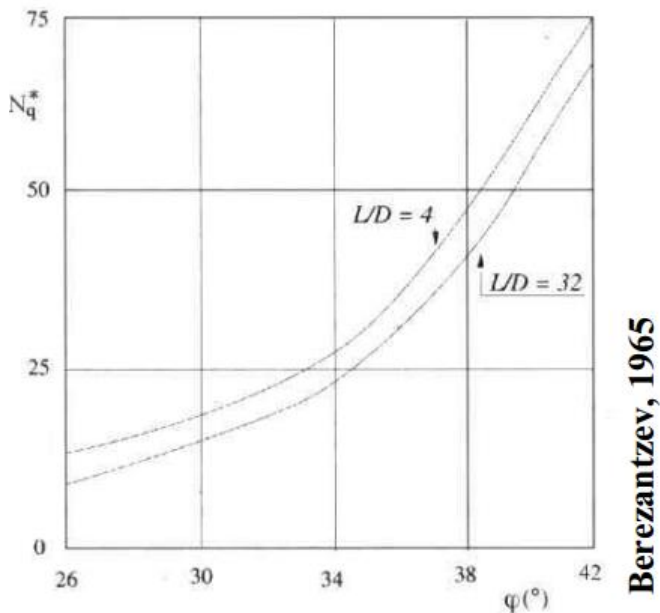
u = pressione interstiziale alla punta del palo.

$N^*_q = 21.9$ coefficiente di Berezantev ridotto per i pali di grande diametro; $f(\phi', L/d)$.

$\phi' = \phi - 3 = 34^\circ$ angolo di attrito alla base ridotto (pali trivellati).

σ'_v = tensione verticale efficace litostatica alla testa del palo.

La resistenza alla base si considera solo in compressione. Il coefficiente N^*_q è funzione $f(\phi, L/d)$, introdotto da Berezantev, consente di tenere conto del diverso comportamento dei pali trivellati di grande diametro. Per quest'ultimi infatti la resistenza alla punta rappresenta un'aliquota importante della resistenza totale, ma la completa mobilitazione di questa si ottiene per cedimenti spesso incompatibili con le strutture sostenute. Per tale motivo Berezantev suggerisce di utilizzare nel progetto il valore dello sforzo alla punta mobilitato in corrispondenza di cedimenti dell'ordine di 0.06-0.1d. Si riporta in figura l'andamento di N^*_q :



Come si nota i valori di N_q^* sono notevolmente inferiori a quelli utilizzati comunemente.

La verifica di capacità portante della fondazione, anche in relazione a quanto riportato nel D.M.1988, è cautelativamente svolta trascurando il contributo del plinto di fondazione, considerando quindi le sole caratteristiche dei pali di fondazione.

Si riportano le resistenze ottenute secondo le caratteristiche geometriche e stratigrafiche fin qui considerate:

Resistenza		
Laterale	7736.2	kN
Base	7600.6	kN
Totale caratteristica-compressione	15336.8	kN
Totale caratteristica-trazione	7736.2	kN

Il palo maggiormente sollecitato (per sforzo assiale) è soggetto alle seguenti azioni di calcolo:

Combinazione	Nmax	Fs
I	4871.4	3.15
II	5236.9	2.93
III	6034.7	2.54
IV	5238.7	2.93
V	4869.6	3.15
VI	5236.9	2.93
VII	5126.7	2.99

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-04-E-CV-RB-IV15-0X-001-A02 Relazione Geotecnica
	Foglio 46 di 52

Parte dei pali sono soggetti a sollecitazioni di trazione per la combinazione sismica, il palo maggiormente sollecitato a trazione è soggetto alla seguente azione di calcolo:

Azioni_III (sismica)		
<i>Carico max di trazione</i>	-453.3	kN
<i>Coefficiente di sicurezza</i>	17.07	

Visto il regime di pressoflessione retta a cui è sottoposto il muro, i pali più carichi sono quelli lungo gli allineamenti di bordo. Le verifiche risultano in ogni caso soddisfatte in quanto

$$F_{smin} \quad 2.65 \quad > 2.5 \text{ (compressione)}$$

$$F_{smin} \quad 17.07 \quad > 2.5 \text{ (trazione)}$$

9.1.7. Verifica per carichi trasversali

Il D.M. 88 non prescrive un coefficiente di sicurezza minimo come nel caso di carico limite verticale. La scelta è lasciata al progettista.

Le caratteristiche resistenti dei pali utilizzati sono le seguenti :

Verifica carico limite orizzontale		
SEZIONE CIRCOLARE		
d	1200	mm
$M_{P,Rd}$	2500	kNm
N_{medio}	2790	kN
L/D	17.50	Palo Lungo

Nei confronti dell'azione tagliante la combinazione più gravosa è quella sismica in direzione longitudinale orientato come l'asse dell'impalcato:

III = sisma long.

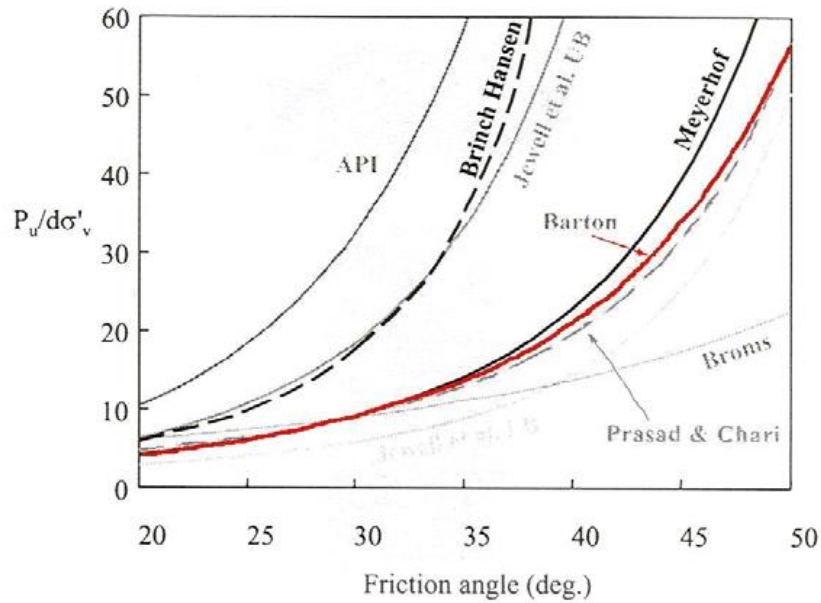
Il taglio massimo agente per palo vale(calcolato secondo §8.1.4):

Ed-long	1314.44	kN
Ed-trasv	0.00	kN

Il carico limite orizzontale del singolo palo è stato calcolato ipotizzando un meccanismo di rottura di palo lungo ($L/D = 17.50$), con la formazione di due cerniere plastiche. In funzione del momento di plasticizzazione del palo e della distribuzione delle reazioni di contatto con il terreno è stato quindi calcolato il carico limite orizzontale. Per la distribuzione della resistenza p del terreno con la profondità si è fatto riferimento alla teoria di Barton(1982), quindi:

$$p = k_p^2 \cdot \sigma'_v \cdot D$$

Questa relazione è stata ottenuta conducendo delle prove in centrifuga su pali modello, strumentati con trasduttori di deformazioni per la misura dei momenti flettenti; le prove sono state condotte in sabbie dense uniformi, con angolo d'attrito $\phi = 43^\circ$. I valori di resistenza limite ottenuti da Barton (1982) sottostimano i valori misurati di resistenza limite, in media, del 6%.



GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-04-E-CV-RB-IV15-0X-001-A02 Relazione Geotecnica
	Foglio 48 di 52

CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI GRANULARI PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA

TEORIA DI BASE:

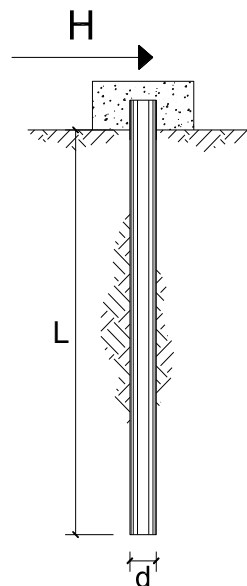
H = carico limite orizzontale

L = lunghezza del palo

d = diametro del palo

M_y = momenti di plasticizzazione della sezione

F_s = coefficiente di sicurezza



Il carico limite è funzione della posizione della seconda cerniera plastica, allo stesso modo questa dipende dal carico limite. Si è proceduto ad un calcolo iterativo per determinare la posizione della seconda cerniera plastica e quindi il carico limite orizzontale. Il procedimento per il calcolo di H_{lim} , si basa sulle stesse ipotesi della teoria di Broms, quindi solo su considerazioni di equilibrio, la novità introdotta da Barton modifica il valore della reazione offerta dal terreno. Si ottiene quindi:

Teoria di	Barton	
$H_{lim-sing. Palo}$	3450	kN
<i>efficienza long</i>	0.43	
<i>efficienza trasv</i>	0.38	
$H_{rid-long}$	1483.5	kN
$H_{rid-trasv}$	1345.5	kN

Per il calcolo dell'efficienza del gruppo di pali si è fatto riferimento agli studi di REESE & VAN IMPE (2001). Viene stimata un'efficienza in direzione x (effetto di bordo) e una in direzione y (effetto ombra), tramite le seguenti relazioni:

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-04-E-CV-RB-IV15-0X-001-A02 Relazione Geotecnica
	Foglio 49 di 52

$$e = 0.70 \left(\frac{s}{D}\right)^{0.26} \text{ per } \left(\frac{s}{D}\right) \leq 4.00 \text{ per il palo frontale}$$

$$e = 0.48 \left(\frac{s}{D}\right)^{0.38} \text{ per } \left(\frac{s}{D}\right) \leq 7.00 \text{ per il palo posteriore}$$

Se i pali sono affiancati ortogonalmente alla direzione di applicazione della forza, gli effetti dell'interazione sono simmetrici e valgono:

$$e = 0.64 \left(\frac{s}{D}\right)^{0.34} \text{ per } \left(\frac{s}{D}\right) \leq 3.75$$

L'efficienza del singolo palo, vale:

$$e_j = \prod_{i \neq j=1}^m e_{ij} = e_{1j} \cdot e_{2j} \cdot \dots \cdot e_{mj}$$

Il carico orizzontale che il palo j, può sopportare all'interno del gruppo vale:

$$p_{j,gruppo} = e_j \cdot p_{singolo}$$

Naturalmente i pali interni avranno un'efficienza minore. Il valore utilizzato di efficienze è pari alla media così calcolata:

$$e_{media} = \frac{e_1 + e_2 + \dots + e_n}{n}$$

La teoria utilizzata per il calcolo del carico limite è già di per se fortemente cautelativa, inoltre il calcolo dell'efficienza qui eseguito consente una valutazione molto specifica. Solitamente l'efficienza viene posta forfaitariamente pari a 0.5, tale valore per diversi autori rappresenta un valore limite. Il momento resistente del palo è stato calcolato ipotizzando agente lo sforzo normale medio (agente sulla fila centrale di pali.).

I risultati relativi ai valori di efficienza proposti valgono:

Combinazione	Hd-long	Fs-long	Ed-trasv	Ftrasv
I	901.4	1.60	0.0	//
II	1020.1	1.41	0.0	//
III	1314.3	1.10	0.0	//
IV	1020.3	1.41	0.0	//
V	901.1	1.60	0.0	//
VI	1020.1	1.41	0.0	//
VII	984.4	1.47	0.0	//

Per ogni combinazione il carico ammissibile è superiore al taglio massimo. Se si ripetono i calcoli utilizzando il valore minimo di efficienza consigliato si ottiene:

Combinazione	Hd-long	Fs-long	Ed-trasv	Ftrasv
I	901.4	1.91	0.0	//
II	1020.1	1.69	0.0	//
III	1314.3	1.31	0.0	//
IV	1020.3	1.69	0.0	//
V	901.1	1.91	0.0	//
VI	1020.1	1.69	0.0	//
VII	984.4	1.75	0.0	//

Si nota come il coefficiente di sicurezza sia sensibile al valore assunto dall'efficienza. In ogni caso vi è un buon margine di sicurezza, soprattutto nei confronti delle azioni statiche. Si ricorda infine che l'intera procedura di calcolo ha adottato ipotesi e teorie cautelative, per tale motivo il coefficiente di sicurezza minimo trovato si ritiene sufficiente.

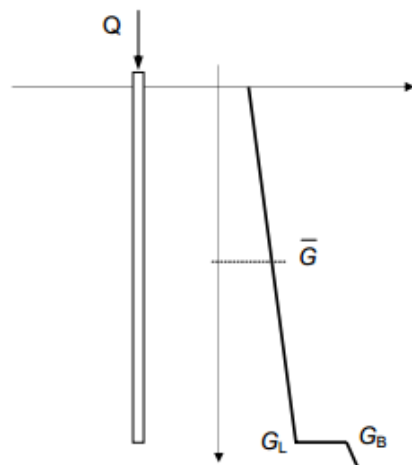
9.1.8. Verifica cedimenti ammissibili

I cedimenti verticali vengono calcolati per il singolo palo, in prima fase, per i soli carichi permanenti portati e strutturali. In questa fase, ovvero non in esercizio, è ancora possibile compensare cedimenti eccessivi o differenziali importanti. D'altra parte si dimostrerà come i cedimenti calcolati in esercizio siano trascurabili rispetto alle condizioni suddette. Per la stima dei cedimenti verticali del singolo palo si fa uso del metodo di Randolph e Wroth (metodo analitico approssimato). Il palo è supposto deformabile e immerso in un mezzo elastico. Il cedimento finale è pari alla somma dei cedimenti dovuti all'interazione fra terreno e superficie laterale più quelli legati alla base del palo. Nell'ipotesi suddette, la relazione che lega cedimenti e carico vale:

$$\frac{Q}{w_0 \cdot r_0 \cdot G_L} = \frac{4 \cdot r_b \cdot G_b}{r_b \cdot G_L (1 - \nu)} + \frac{2\pi \cdot L \cdot \bar{G}}{\zeta \cdot r_0 \cdot G_L}$$

dove:

$$\zeta = \ln \left\{ \left[0.25 + \left(2.5 \frac{\bar{G}}{G_L} (1 - \nu) - 0.25 \right) \frac{G_L}{G_b} \right] \frac{L}{r_b} \right\}$$



Il cedimento del gruppo di pali può essere stimato, empiricamente, nel seguente modo:

$$w_{gruppo} = n \cdot R_g \cdot w_0$$

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-04-E-CV-RB-IV15-0X-001-A02 Relazione Geotecnica Foglio 51 di 52

a secondo del valore di R_g si può calcolare il cedimento massimo (cautelativo) o quello medio (più probabile):

$$R_{g-max} = \frac{0.5}{R} + \frac{0.13}{R^2}$$

$$R_{g-medio} = 0.3R^{-1.2}$$

$$R = \sqrt{\frac{n \cdot s}{L}}$$

Facendo riferimento al §0, i dati di partenza sono:

$Q_{p,p}$	4870	kN	Q_{es}	5236.91	kN
r_0	0.6	m	G_{media}	7.9	Mpa
r_b	0.6	m	G_L	13.0	MPa
ν	0.25		G_{base}	13.0	MPa
L	21	m	zita	3.681	

I cedimenti del singolo palo valgono:

$w_{0-p.p.}$	0.02	m	w_{0-es}	0.02	m
$w_{0-p.p.}$	1.51	cm	w_{0-es}	1.62	cm

L'incremento di cedimento dovuto all'entrata in esercizio dell'impalcato vale:

$$\Delta w \quad \mathbf{0.22 \quad cm}$$

Il contributo che carichi mobili e variabili apportano in termini di cedimento può essere ritenuto, quindi, trascurabile.

I cedimenti del gruppo di pali facendo riferimento alle formule precedentemente esposte valgono:

S_{medio}	3.3	m	R	1.37	
L	21	m	R_{g-max}	0.43	
n	12		$R_{g-medio}$	0.26	cm

w_{g-max}	7.83	cm
w_{g-med}	4.63	cm

I cedimenti, anche i massimi, possono essere recuperati durante la fase costruttiva. Si fa notare che la rigidezza utilizzata G_{50} , è pari a 1/10 di quella a piccole deformazioni. Quest'ipotesi è fortemente cautelativa in quanto da osservazioni sperimentali si è visto che il rapporto fra G_{ur} e G_{50} varia fra 3÷10.

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 	
	<p>IG51-04-E-CV-RB-IV15-0X-001-A02</p> <p>Relazione Geotecnica</p>	<p>Foglio</p> <p>52 di 52</p>

A favore di sicurezza si è scelto il valore più cautelativo, così come si è fatto nella scelta del valore di riferimento di Gur. In fase di realizzazione della spalla si dovrà tenere conto dell'abbassamento calcolato.