

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**

**Rilevato Tortona Sistemazioni idrauliche tombino 2x2 a pk 52+432 tratto 0
Relazione geotecnica**

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

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA/DISCIPLINA	PROGR.	REV.
I G 5 1	0 4	E	C V	R B	R I 1 9 0 X	0 0 3	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	 Dott. Ing. A. Palomba 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-RI19-0X-003-A02.DOC

<p>GENERAL CONTRACTOR</p>  <p>CODIV Consorzio Collegamenti Integrati Veloci</p>	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p>  <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	
	<p>IG51-04-E-CV-RB-RI19-0X-003-A02.DOC Relazione geotecnica</p>	<p>Foglio 2 di 30</p>

INDICE

1.	PREMESSA	4
2.	SCOPO DEL DOCUMENTO.....	5
3.	PROFILO STRATIGRAFICO E STRATIGRAFIA DI PROGETTO	6
3.1.	Inquadramento geologico.....	6
3.2.	Indagini in sito considerate.....	8
3.3.	Stratigrafia.....	9
3.4.	Parametrizzazione geotecnica	10
3.5.	Caratteristiche materiali geotecnici utilizzati nel calcolo geotecnico	10
4.	IDROGEOLOGIA E LIVELLI DI FALDA.....	12
5.	PERICOLOSITÀ SISMICA.....	14
6.	NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	15
6.1.	Normative, raccomandazioni e strumenti territoriali di riferimento.....	15
7.	DESCRIZIONE MODALITA' DELLE VERIFICHE GEOTECNICHE	16
8.	ANALISI DEI CARICHI.....	16
8.1.	Carichi in fase costruttiva	16
8.2.	Peso proprio dello scatolare.....	16
8.3.	Carico permanente del ricoprimento	16
8.4.	Azioni orizzontali permanenti del terreno	17
8.4.1.	La spinta orizzontale dell'acqua	17
8.4.2.	La spinta efficace del terreno	18
8.5.	Carichi permanenti agenti sulla zattera di fondazione.....	18
8.5.1.	Carichi permanenti portati sulla zattera di fondazione.....	18
8.5.2.	Sottospinta idraulica.....	18
8.6.	Sovraccarichi accidentali.....	18
8.6.1.	Carichi mobili verticali (02/06/1995)	18
8.6.2.	Distribuzione longitudinale del carico per mezzo delle traverse e del ballast.....	19
8.6.3.	Incremento dinamico Φ	19
8.6.4.	Spinta del terreno dovuta al sovraccarico accidentale q_{1a}	20
8.6.5.	Azione longitudinale di frenatura relativa al carico mobile.....	20
8.7.	Azioni sismiche	20
8.7.1.	Forze d'inerzia di struttura e permanenti portati per sisma orizzontale	21

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 
	<p>IG51-04-E-CV-RB-RI19-0X-003-A02.DOC</p> <p>Relazione geotecnica</p> <p>Foglio 3 di 30</p>

8.7.2.	Forze d'inerzia di struttura e permanenti portati per sisma verticale	21
8.7.3.	Spinta attiva del terrapieno comprensiva dell'incremento sismico.	22
8.8.	COMBINAZIONI DI CARICO	23
9.	CARICO LIMITE	24
9.1.	Criteri di verifica in condizioni statiche	24
10.	CALCOLO DEI CEDIMENTI	27
10.1.	Criteri di calcolo del cedimento immediato.....	27
10.2.	Cedimenti del tombino	27

<p>GENERAL CONTRACTOR</p>  <p>CODIV Consorzio Collegamenti Integrati Veloci</p>	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p>  <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>
	<p>IG51-04-E-CV-RB-RI19-0X-003-A02.DOC</p> <p>Relazione geotecnica</p> <p>Foglio 4 di 30</p>

1. PREMESSA

Oggetto del presente documento è la verifiche geotecnica del tombino idraulico della tratta AV/AC +Milano-Genova-III Valico dei Giovi e più in particolare del tombino di Linea RI19 alla pk 52+432 La seguente relazione tecnica è relativa alle verifiche geotecniche del tombino rettangolare tipologico, di dimensioni interne 2000x2000 mm e ricoprimento variabile (max 1 m circa).

Il presente documento è stato redatto sulla base delle risultanze delle indagini geognostiche in sito e di laboratorio realizzate nell'ambito della campagna di indagini per il Progetto Preliminare della linea ferroviaria e delle campagne di approfondimento successive propedeutiche allo sviluppo del Progetto Definitivo ed Esecutivo, e con riferimento a quanto riportato nella relazione geologica e nei profili geologici del progetto esecutivo.

<p>GENERAL CONTRACTOR</p>  <p>CODIV Consorzio Collegamenti Integrati Veloci</p>	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p>  <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>
	<p>IG51-04-E-CV-RB-RI19-0X-003-A02.DOC</p> <p>Relazione geotecnica</p> <p>Foglio 5 di 30</p>

2. SCOPO DEL DOCUMENTO

La finalità del presente documento è la verifica del tombino idraulico individuati dalla progettazione infrastrutturale con specifico riferimento alla verifica di carico limite dell'opera realizzata al di sopra del piano campagna esistente mediante ed ai cedimenti indotti dall'opera sul terreno di fondazione.

Il presente documento si articola nei seguenti punti:

- 1) la descrizione e la giustificazione delle sezioni di verifica prescelte per le verifiche di carico limite ed il calcolo dei cedimenti;
- 2) la descrizione delle verifiche eseguite nell'ambito della verifica di carico limite stabilità con riferimento alle analisi allo stato limite ultimo, sia in condizioni statiche che sismiche;
- 3) la descrizione delle verifiche relativamente al calcolo dei cedimenti, sia immediati che differiti nel tempo, dove presenti, con valutazione del tempo necessario per il decorso di questi ultimi.

<p>GENERAL CONTRACTOR</p>  <p>Consorzio Collegamenti Integrati Veloci</p>	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p>  <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>
	<p>IG51-04-E-CV-RB-RI19-0X-003-A02.DOC</p> <p>Relazione geotecnica</p> <p>Foglio 6 di 30</p>

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 I.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.

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).
- 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.

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 
	<p>IG51-04-E-CV-RB-RI19-0X-003-A02.DOC</p> <p>Relazione geotecnica</p> <p>Foglio 7 di 30</p>

- 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 -4.0 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.

3.2. Indagini in sito considerate

Nella zona della trincea 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)
XA301R094	131.822	30
XA301R095	129.185	30
XA301R096	128.183	30
XA301R097	125.184	30
XA301R098	152.200	30
XA301R099	124.582	40
XA301R100	121.427	30
XA301R102	119.718	40
XA301R103	118.427	50
XA301R104	117.77	40
XA301R105	117.352	50
XA301R106	115.98	40

Tabella 1. Sondaggi nell'area di interesse.

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	151.520	30
SI14	53+100	117.566	30

Tabella 2. Sondaggi campagna integrativa nell'area di realizzazione del sottovia scatolare e della galleria artificiale

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.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-04-E-CV-RB-RI19-0X-003-A02.DOC Relazione geotecnica
	Foglio 9 di 30

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 _{SPT} (colpi/30cm)	-	42 ÷ 70 (1)	15 ÷ 40	40 ÷ 58 (1)

(1) Alcuni valori a rifiuto

Tabella 3. Tabella dei valori prove SPT.

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.

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.	0.3	Limo sabbioso
GS	0.3	10.5	Ghiaia medio grossa in matrice sabbiosa
GA	10.5	14	Ghiaia medio grossa in matrice argillosa
GS/GA	14	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;

E_{op} = modulo di deformabilità operativo in corrispondenza della curva di compressione vergine;

E_{UR} = modulo di deformabilità operativo in corrispondenza di cicli di scarico/carico (unloading/reloading).

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 -4.0 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).

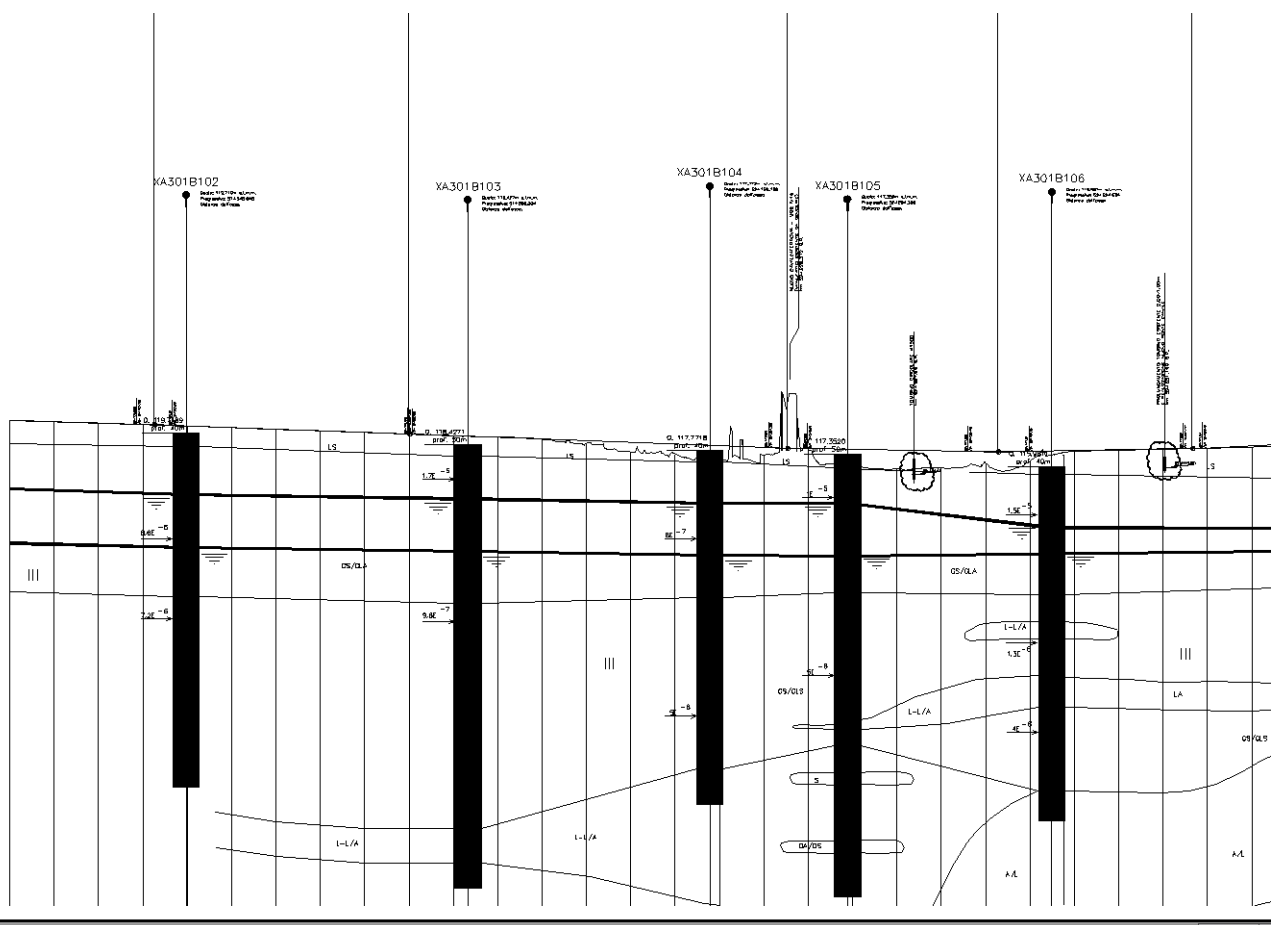


Figura 1. Caratteristiche idrogeologiche dell'area in esame

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 	
	<p>IG51-04-E-CV-RB-RI19-0X-003-A02.DOC Relazione geotecnica</p>	<p>Foglio 13 di 30</p>

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 SI12).

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 
	<p>IG51-04-E-CV-RB-RI19-0X-003-A02.DOC</p> <p>Relazione geotecnica</p> <p>Foglio 14 di 30</p>

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.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG51-04-E-CV-RB-RI19-0X-003-A02.DOC Relazione geotecnica	Foglio 15 di 30

6. NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

6.1. 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 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. Tecn. 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-RI19-0X-003-A02.DOC Relazione geotecnica
	Foglio 16 di 30

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:

Verifica	Fattore di sicurezza	Cedimento
Carico limite ultimo	4.96	-
Cedimento massimo	-	2.53

8. ANALISI DEI CARICHI

Nel seguito si riportano, in dettaglio, le analisi dei carichi relative ad ogni azione elementare agente sul modello strutturale adottato.

8.1. Carichi in fase costruttiva

Alla luce delle modalità costruttive adottate per realizzare il manufatto, si desume che le azioni in fase costruttiva sono assolutamente trascurabili.

8.2. Peso proprio dello scatolare

Il peso proprio del tombino scatolare è calcolato assumendo per il calcestruzzo armato una densità di peso pari a:

$$\gamma_{cls} = 25 \text{ kN} / \text{m}^3$$

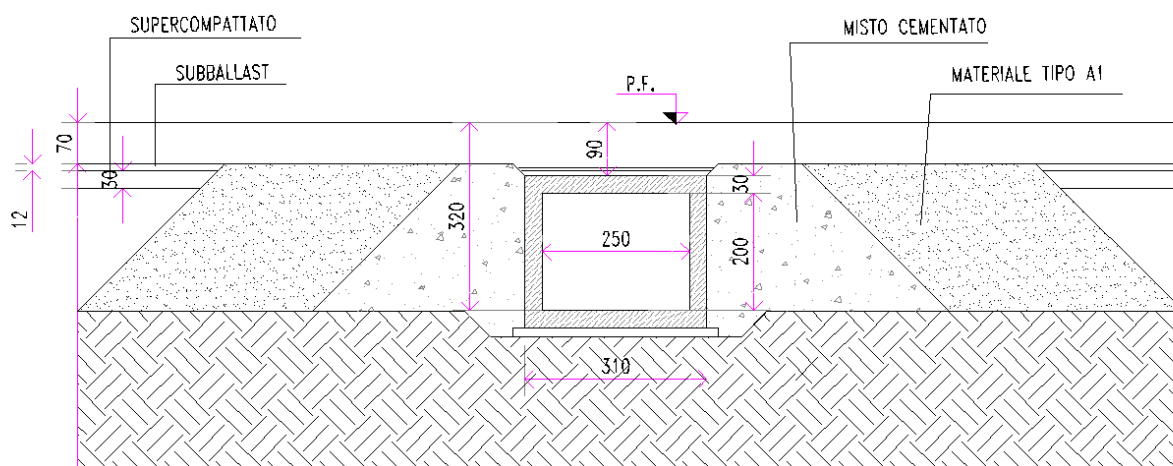
8.3. Carico permanente del ricoprimento

In relazione alle sezioni trasversali:

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG51-04-E-CV-RB-RI19-0X-003-A02.DOC Relazione geotecnica	Foglio 17 di 30

MANUFATTO SCATOLARE IDRAULICO 250 x 200 cm

Sezione schematica trasversale al tombino
Fondo scorrevole a -3.20m da P.F.



il carico permanente complessivo agente al livello dell'estradosso della soletta superiore risulta essere pari a:

$$\sigma'_{vo} = \sigma_{vo} = \sum_j \sigma_{vj} = \sum_j \gamma_j H_j = 22.50 \text{ KN/m}^2$$

Come si evince dalla formula le tensioni verticali efficaci coincidono con le tensioni verticali totali in quanto gli strati del ricoprimento non sono interessati da falda.

8.4. Azioni orizzontali permanenti del terreno

In generale le azioni orizzontali spingenti sulle pareti verticali dello scatolare si compongono di due contributi:

- la *spinta dell'acqua* sotto il pelo libero della falda (nel caso in cui la terra del rilevato ne venga interessata);
- la *spinta efficace del terreno* a tergo della parete del tombino.

8.4.1. La spinta orizzontale dell'acqua

La spinta idraulica è nulla in direzione orizzontale in quanto l'opera si trova al di sopra del livello massimo di falda.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-04-E-CV-RB-RI19-0X-003-A02.DOC Relazione geotecnica
	Foglio 18 di 30

8.4.2. La spinta efficace del terreno

A favore di sicurezza, viene la spinta orizzontale del terreno di riempimento viene applicata lungo un solo piedritto del tombino. La pressione orizzontale efficace del terreno $\sigma'_h(z)$ viene posta pari a:

$$\sigma'_h(z) = K_0 \sigma'_{v(z)}$$

con

$\sigma'_{v(z)}$: tensione verticale efficace;

$K_0 = 1 - \sin\phi = 1 - \sin 35 = 0.426$: coefficiente di spinta a riposo;

A sua volta, la tensione verticale efficace può essere dedotta dalla seguente espressione:

$$\sigma'_{v(z)} = \sigma_{v(z)} - \sigma_{w(z)}$$

dove

$\sigma_{w(z)}$: pressioni orizzontali dell'acqua a partire dalla quota Z_w .

$\sigma_{v(z)} = \sigma_{v0} + \gamma_r \cdot Z$: tensioni verticali totali agenti alla quota Z ;

$\sigma_{v0} = 22.5 \text{ KN/m}^2$: carico permanente del ricoprimento;

$\gamma_r = 20 \text{ KN/m}^3$: peso specifico della terra di rilevato.

La risultante delle pressioni orizzontali efficaci a tergo dei piedritti è pari a:

$$F1 = 22.5 \cdot 2.6 \cdot 0.426 = 25 \text{ kN/m applicata a } z1 = H/2 = 2.6/2 = 1.3 \text{ m}$$

$$F2 = (74.5 - 26.25) \cdot 2.6/2 \cdot 0.426 = 26.7 \text{ kN/m applicata a } z2 = H/3 = 2.6/3 = 0.87 \text{ m}$$

8.5. Carichi permanenti agenti sulla zattera di fondazione

8.5.1. Carichi permanenti portati sulla zattera di fondazione

I carichi permanenti portati sulla zattera di fondazione possono considerarsi spalmati uniformemente sul piano di posa della fondazione. Si ipotizza il completo riempimento del tombino. Il carico verticale al piano di fondazione risulta:

$$Q_p = \gamma_w \cdot B_{idr} \cdot H_{idr} + \gamma_{cl5} \cdot (B \cdot H - B_{idr} \cdot H_{idr}) = 40 + 69 = 146.5 \text{ kN/m}$$

8.5.2. Sottospinta idraulica

La sottospinta idraulica non agisce sul manufatto in quanto il piano di fondazione è abbondantemente al di sopra del livello massimo della falda.

8.6. Sovraccarichi accidentali

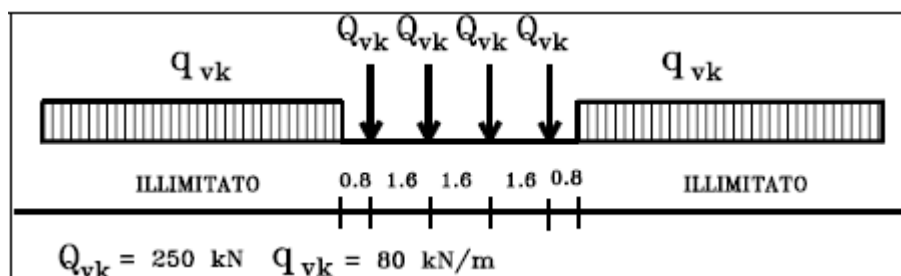
8.6.1. Carichi mobili verticali (02/06/1995)

Sono considerate tre tipologie di carico i cui valori caratteristici sono definiti nel seguito:

1. Treno di carico LM 71

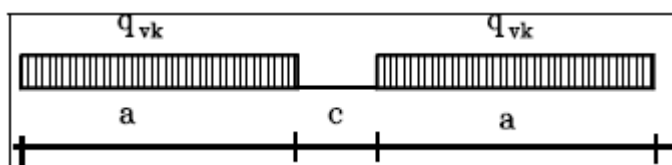
Questo treno di carico schematizza gli effetti statici prodotti dal traffico ferroviario normale così come descritto nelle fiches UIC 702 e 776-1 e, come mostrato nella figura seguente, risulta costituito da:

- quattro assi da 250 kN disposti ad interasse di 1.60 m;
- carico distribuito di 80 kN/m in entrambe le direzioni, a partire da 0.8 m dagli assi d'estremità e per una lunghezza illimitata.



2. Treno di carico SW

Tale carico schematizza gli effetti statici prodotti dal traffico ferroviario pesante. L'articolazione del carico è mostrata nella figura seguente e, per tale modello di carico, sono considerati due distinte configurazioni denominate SW/0 ed SW/2; le caratterizzazioni di entrambe queste configurazioni sono indicate in tabella.



Tipo di Carico	q_{vk} [kN/m]	a [m]	c [m]
SW/0	133	15.0	5.3
SW/2	150	25.0	7.0

8.6.2. Distribuzione longitudinale del carico per mezzo delle traverse e del ballast.

Poiché la verifica viene eseguita in riferimento alla sezione trasversale del tombino di lunghezza unitaria, si è valutata la distribuzione longitudinale del carico per mezzo delle traverse e del ballast. In generale, i carichi assiali del modello di carico LM 71 possono essere distribuiti uniformemente nel senso longitudinale (D.M.02/06/1995). Nelle verifiche si farà riferimento a questo carico (LM 71), in quanto è quello che massimizza l'azione verticale concentrata sul tombino e l'azione trasversale (frenatura), quindi il più gravoso nei confronti della verifica a carico limite.

Se si distribuiscono i carichi assiali del modello di carico LM71, si ottiene:

$$q_{v,LM71} = 156.25 \text{ kN/m}$$

Ipotizzando una diffusione dei carichi a 45° si ottiene il seguente carico agente all'estradosso del tombino:

$$q_{v,mobile} = 121.95 \text{ kN/m}$$

8.6.3. Incremento dinamico Φ

L'entità dei carichi mobili deve essere maggiorata per tenere conto degli effetti dinamici. L'espressione del *coefficiente dinamico* prescritta dalla normativa sui ponti ferroviari (D.M. 02/06/1995), è la seguente:

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-04-E-CV-RB-RI19-0X-003-A02.DOC Relazione geotecnica
	Foglio 20 di 30

per scatolari ed altri elementi di scatolari per uno o più binari (sottovia di altezza libera ≤ 5 m e luce libera ≤ 8 m:

$$\Phi = 1,2$$

8.6.4. Spinta del terreno dovuta al sovraccarico accidentale q_{1a}

Come è noto, la pressione orizzontale efficace del terreno σ'_{hq} sul manufatto, dovuta al transito della tipologia più gravosa di carico mobile (LM71), viene posta pari ad una frazione della tensione verticale efficace accidentale:

$$\sigma'_{hq} = K \sigma'_{vq} \quad [*]$$

con

- σ'_{vq} := tensione verticale efficace dovuta al transito del sovraccarico accidentale;
- $K = K_0 = 1 - \sin\phi$:= coefficiente di spinta, assunto pari a quello di riposo per l'elevata rigidità dello scatolare.

Per i carichi agenti sui terrapieni non si considera l'incremento dinamico. Ipotizzando che il carico si trovi sol sul lato destro della tombino, risulta:

$$\sigma'_{hq} = K \sigma'_{vq} = 0.426 \cdot 80 = 34.08 \text{ kN/m applicato a quota } z = H/2 = 1.3 \text{ m}$$

8.6.5. Azione longitudinale di frenatura relativa al carico mobile.

Le forze di frenatura e di avviamento agiscono sulla sommità del binario, nella direzione longitudinale dello stesso. Dette forze sono da considerarsi uniformemente distribuite su una lunghezza di binario L determinata per ottenere l'effetto più gravoso sull'elemento strutturale considerato. I valori caratteristici da considerare sono i seguenti:

avviamento: $Q_{1a,k} = 33 \text{ [kN/m]} \cdot L \text{ [m]} \leq 1000 \text{ kN}$ per modelli di carico LW 71 e SW/0 e SW/2

frenatura: $Q_{1b,k} = 20 \text{ [kN/m]} \cdot L \text{ [m]} \leq 6000 \text{ kN}$ per modelli di carico LW 71 e SW/0

$$Q_{1b,k} = 35 \text{ [kN/m]} \cdot L \text{ [m]} \text{ per modelli di carico LW 71 e SW/2}$$

Ai fini di verifica viene considerata una lunghezza di calcolo pari all'impronta di base della fondazione del tombino. Si farà riferimento inoltre alla sola condizione di frenatura. Risulta quindi:

$$Q_{1b,k} = 20 \cdot 3.10 = 62 \text{ kN/m}$$

che diffuso alla quota d'interesse:

$$Q_{1b,k} = 12.65 \text{ kN/m}$$

8.7. Azioni sismiche

L'analisi degli effetti sismici sull'opera è stata operata staticamente, il *grado di sismicità* corrisponde a:

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-04-E-CV-RB-RI19-0X-003-A02.DOC Relazione geotecnica
	Foglio 21 di 30

$$S = 6 .$$

Ne consegue un coefficiente di intensità sismica pari a

$$C = (6 - 2) / 100 = 0.04 .$$

Nell'evenienza sismica verranno tenute in considerazione le seguenti condizioni di carico:

1. Forze d'inerzia di struttura e permanenti portati per sisma orizzontale;
2. Forze d'inerzia di struttura e permanenti portati per sisma verticale;
3. Spinta attiva del terrapieno comprensiva dell'incremento sismico.

8.7.1. Forze d'inerzia di struttura e permanenti portati per sisma orizzontale

Per sisma agente in direzione orizzontale, le forze d'inerzia del manufatto (W_{sc}), quelle associate al peso del ricoprimento (W_r) e ai permanenti portati sulla zattera di fondazione (W_{pf}) sono state computate mediante la seguente formulazione:

$$F_{hi} = C \cdot R \cdot I \cdot \varepsilon \cdot \beta \cdot (W_{sc} + W_r + W_{pf}) ,$$

dove, per ogni coefficiente, riportiamo i valori utilizzati nelle verifiche:

- Coefficiente di intensità sismica $C = 0.04$
- Coefficiente di risposta $R = 1$;
- Coefficiente di protezione sismica $I = 1.2$;
- Coefficiente di fondazione $\varepsilon = 1$;
- Coefficiente di struttura $\beta = 1.3$.

Chiaramente, la formulazione su citata è da intendersi come la risultante delle forze orizzontali agenti nei baricentri delle masse definite a inizio paragrafo.

Il coefficiente sismico globale per l'azione in senso orizzontale misura:

$$C_h = C \cdot R \cdot I \cdot \varepsilon \cdot \beta = 0.0624 .$$

8.7.2. Forze d'inerzia di struttura e permanenti portati per sisma verticale

Per sisma agente in direzione verticale, le forze d'inerzia del manufatto (W_{sc}), quelle associate al peso del ricoprimento (W_r) e ai permanenti portati sulla zattera di fondazione (W_{pf}) sono state computate mediante la seguente formulazione:

$$F_{vi} = m \cdot C \cdot I \cdot \varepsilon \cdot (W_{sc} + W_r + W_{pf}) ,$$

dove $m = \pm 2$, mentre le altre grandezze sono state definite nel paragrafo precedente.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-04-E-CV-RB-RI19-0X-003-A02.DOC Relazione geotecnica
	Foglio 22 di 30

Anche in questo caso, la formulazione su riportata è da intendersi come la risultante delle forze verticali agenti nei baricentri delle masse definite a inizio paragrafo.

Il coefficiente sismico globale per l'azione in senso verticale misura:

$$C_v = m \cdot C \cdot I \cdot \varepsilon \beta = \pm 0.1248 \quad .$$

8.7.3. Spinta attiva del terrapieno comprensiva dell'incremento sismico.

Gli effetti che le forze sismiche inducono sulle spinte del rilevato sono stati computati attraverso i seguenti due contributi:

➤ un contributo statico la cui risultante F è stata ottenuta usando i seguenti parametri:

- angolo i tra la superficie esterna del terrapieno e l'orizzontale: $i = 0^\circ$;
- angolo β tra l'estradosso del muro e la verticale: $\beta = 0^\circ$;
- il terrapieno coinvolto da sisma spinge in condizioni attive: $K = K_{a(i,\beta)} = 0.271$;

La risultante delle pressioni orizzontali efficaci a tergo dei piedritti è pari a:

$$F_1 = 15.85 \text{ kN/m applicata a } z_1 = H/2 = 2.6/2 = 1.3 \text{ m}$$

$$F_2 = 17 \text{ kN/m applicata a } z_2 = H/3 = 2.6/3 = 0.87 \text{ m}$$

➤ un *incremento di spinta* esercitato dal terreno retrostante sulle pareti verticali dello scatolare mediante un diagramma di tensioni orizzontali triangolare, di risultante ΔF applicata ad una distanza dalla base del muro pari a $2/3$ dell'altezza dello stesso, e caratterizzata dalla seguente formulazione:

$$\Delta F = F_s - F ,$$

con

$$F_s = A \cdot F'_{[i'(\theta); \beta'(\theta)]} ,$$

dove:

- $\theta = \text{atan}(C_s) = 0.000^\circ\text{C}$, è l'angolo da aggiungere ai parametri i e β ;
- $i'_{(\theta)} = i + \theta = 0.000^\circ\text{C}$, è l'angolo formato dal terrapieno modificato di θ ;
- $\beta'_{(\theta)} = \beta + \theta = 0.000^\circ\text{C}$, è l'angolo tra intradosso-muro e verticale modificato di θ ;
- $F'_{(i'; \beta')}$ è la spinta del terreno calcolata coi parametri modificati $i'_{(\theta)}$ e $\beta'_{(\theta)}$;
- $A = \cos^2(\beta'_{(\theta)}) / [\cos^2(\beta'_{(\theta)}) \cdot \cos(\theta)] = 1.000$, fattore moltiplicativo di $F'_{(i'; \beta')}$.

In particolare risulta:

$$\Delta F / F = (F_s - F) / F = (A \cdot F' - F) / F = (A \cdot K_{ae} / K_a - 1) = \delta K_{ao}$$

con:

- $K_{ae} = 0.000$, coeff. di spinta attiva calcolata coi parametri modificati $i'(\square)$ e $\beta'(\square)$;

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 
	<p>IG51-04-E-CV-RB-RI19-0X-003-A02.DOC</p> <p>Relazione geotecnica</p> <p>Foglio 23 di 30</p>

- $\delta K_{a0} = (A \cdot K_{ae} / K_a - 1) = 0.000$, fattore di incremento di spinta sismica.

La risultante relativa all'incremento di spinta a tergo dei piedritti risulta:

$$\Delta F = \delta K_{a0} \cdot F = 0 \text{ KN},$$

cui corrisponderà una distribuzione triangolare di pressioni orizzontali con la seguente espressione rispetto l'ascissa verticale Z :

$$\Delta \sigma_h(z) = 2 \Delta F / H_t^2 \cdot (H_t - Z).$$

La figura successiva mostra le tipologie di pressioni orizzontali agenti a tergo della parete verticale di destra nell'evenienza sismica.

8.8. COMBINAZIONI DI CARICO

In condizioni statiche si è eseguito il calcolo del coefficiente di sicurezza nei confronti del carico limite per una sola combinazioni di carico. Nella combinazione utilizzata tutti i coefficienti amplificativi hanno valore unitario. In condizioni sismiche, il coefficiente relativo ai sovraccarichi mobili è pari a zero così come quello relativo all'azione di frenatura.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-04-E-CV-RB-RI19-0X-003-A02.DOC Relazione geotecnica

Foglio
24 di 30

9. CARICO LIMITE

Il calcolo del carico limite è stato condotto analiticamente, secondo diverse teorie. Il fattore di sicurezza è pari al rapporto fra il carico limite ammissibile e il carico di progetto. Le teorie utilizzate sono un'evoluzione della formula trinomia di Terzaghi (1955):

$$q_{lim} = N_q \gamma_1 D + N_c c + N_\gamma \gamma_2 \frac{B}{2}$$

Successivamente, diversi autori oltre allo stesso Terzaghi hanno introdotto dei coefficienti correttivi, relativi a: forma della fondazione, carichi eccentrici, carichi inclinati, inclinazione del piano di posa e/o della superficie del terreno. Nei calcoli verranno riportati i valori dei coefficienti utilizzati in relazione all'autore degli stessi.

9.1. Criteri di verifica in condizioni statiche

In condizioni statiche il coefficiente di sicurezza minimo ottenuto dalle analisi dovrà risultare superiore ad 3 in base a quanto previsto dal DM 1988. In condizioni sismiche le azioni inerziali agenti sulla struttura e sul terreno interagente con essa provocano un incremento dell'inclinazione del carico. La normativa non specifica un coefficiente di sicurezza minimo da garantire in condizioni sismiche, in questo caso il coefficiente minimo è posto pari a 2. Nei calcoli si è ipotizzata la presenza di un sovraccarico laterale pari a 40m kPa. Questo deriva dall'azione verticale di peso proprio del rilevato ferroviario.

Dati di input generale e geometria fondazione

Teoria statica: BR. HANSEN (1970)

Geometria fondazione	[B] Larghezza (dir y):	2.60 m	[L] Lunghezza (dir x):	1.00 m
			[D] Profondità (dir z):	0.20 m
[η] Angolo di inclinazione del piano di posa nella direzione di B:	0.0°		[β] Angolo di inclinazione del pendio:	0.0°
Carico permanente uniforme al piano campagna [q0]:	40.00 kPa		Profondità falda dal piano di campagna:	-8.00 m
Criterio di punzonamento:	NESSUNO		Condizione di verifica:	DRENATA

Stratigrafia del terreno

N.	γ_{nat}	γ_{sat}	ϕ	c'	c_u	H_{str}	E_{ed}	D_r
1	18.00	18.00	28.0	0.00	0.00	2.00	8000.00	0.40
2	20.00	20.00	38.0	0.00	0.00	10.50	16000.00	0.70
3	20.00	20.00	34.0	0.00	0.00	3.50	13500.00	0.40
4	20.00	20.00	37.0	0.00	0.00	20.00	35000.00	0.55
5	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Legenda

N.	: Numero strato dal piano di campagna verso il basso
γ_{nat}	: Peso specifico contenuto naturale d'acqua (kN/m ³)
γ_{sat}	: Peso specifico condizioni di saturazione d'acqua (kN/m ³)
ϕ	: angolo d'attrito interno (deg)
c'	: Coesione drenata (kPa)
c_u	: Coesione non drenata (kPa)
H_{str}	: Spessore dello strato (m)
E_{ed}	: Modulo edometrico (kPa)
D_r	: Densità relativa

Dati geotecnici di calcolo terreno equivalente

Medie ponderate svolte tra le quote 0.20 m e 5.40 m

y	ϕ	c'	c_u	E_{ed}	D_r
19.31	34.8	0.00		13230.77	0.60

<p>GENERAL CONTRACTOR</p>  <p>Consorzio Collegamenti Integrati Veloci</p>	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p>  <p>GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>
<p>IG51-04-E-CV-RB-RI19-0X-003-A02.DOC</p> <p>Relazione geotecnica</p>	
<p>Foglio 25 di 30</p>	

Descrizione sommaria della teoria utilizzata

$$q_{ult} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c \cdot p_c \cdot e_c + q' \cdot N_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q \cdot p_q \cdot e_q + 0.5 \cdot B \cdot \gamma \cdot N_y \cdot s_y \cdot d_y \cdot i_y \cdot b_y \cdot g_y \cdot p_y \cdot e_y \quad Q_{ult} = q_{ult} \cdot B' \cdot L'$$

Fattori di capacità portante

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

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan(\phi)} \cdot \tan^2(\pi/4 + \phi/2)$$

$$N_y = 1.5 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan(\phi)$$

Fattori di forma (Direzione B - Set B)

$$s_c = s_{qB} \cdot (1 - s_{qB}) / (N_q - 1)$$

$$s_q = 1 + i_{qB} \cdot B' / L' \cdot \sin(\phi)$$

$$s_y = 1 - 0.4 \cdot i_{yB} \cdot B' / L' - \text{not effective if } < 0.6$$

Fattori di profondità (direzione B - Set B)

$$d_{cB} = d_{qB} \cdot (1 - d_{qB}) / (N_q - 1)$$

$$d_{qB} = 1 + 2 \cdot K \cdot \tan(\phi) \cdot (1 - \sin(\phi))^2 \quad D < B \quad K = D/B, \quad D > B \quad K = \arctan(D/B)$$

$$d_{yB} = 1.0$$

Fattori di inclinazione dei carichi (direzione B - Set B)

$$i_{cB} = i_{qB} \cdot (1 - i_{qB}) / (N_q - 1)$$

$$i_{qB} = (1 - 0.5 \cdot V_y / (N + B' \cdot L' \cdot c' / \tan(\phi)))^5$$

$$i_{yB} = (1 - (0.7 - \eta / 7.853816) \cdot V_y / (N + B' \cdot L' \cdot c' / \tan(\phi)))^5$$

Fattori di inclinazione base fondazione

$$b_c = b_q \cdot (1 - b_q) / (N_q - 1)$$

$$b_q = e^{-2 \cdot \eta \cdot \tan(\phi)} - \eta \text{ angolo inclinazione base}$$

$$b_y = e^{-2.7 \cdot \eta \cdot \tan(\phi)}$$

Fattori di inclinazione pendio

$$g_c = g_q \cdot (1 - g_q) / (N_q - 1)$$

$$g_q = (1 - 0.5 \cdot \tan(\beta))^5 - \beta \text{ angolo inclinazione pendio}$$

$$g_y = (1 - 0.5 \cdot \tan(\beta))^5 - \beta \text{ angolo inclinazione pendio}$$

Fattori di forma (direzione L - Set L)

$$s_{cL} = s_{qL} \cdot (1 - s_{qL}) / (N_q - 1)$$

$$s_{qL} = 1 + i_{qL} \cdot L' / B' \cdot \sin(\phi)$$

$$s_{yL} = 1 - 0.4 \cdot i_{yL} \cdot L' / B' - \text{da non considerare se } < 0.6$$

Fattori di profondità (direzione L - Set L)

$$d_{cL} = d_{qL} \cdot (1 - d_{qL}) / (N_q - 1)$$

$$d_{qL} = 1 + 2 \cdot K \cdot \tan(\phi) \cdot (1 - \sin(\phi))^2 \quad D < L' \quad K = D/L', \quad D > L' \quad K = \arctan(D/L')$$

$$d_{yL} = 1.0$$

Fattori di inclinazione dei carichi (direzione L - Set L)

$$i_{cL} = i_{qL} \cdot (1 - i_{qL}) / (N_q - 1)$$

$$i_{qL} = (1 - 0.5 \cdot V_x / (N + B' \cdot L' \cdot c' / \tan(\phi)))^5$$

$$i_{yL} = (1 - (0.7 - \eta / 7.853816) \cdot V_x / (N + B' \cdot L' \cdot c' / \tan(\phi)))^5$$

Fattori di punzonamento

$$p_c = 1.0 \text{ (punzonamento non ritenuto possibile)}$$

$$p_q = 1.0 \text{ (punzonamento non ritenuto possibile)}$$

$$p_y = 1.0 \text{ (punzonamento non ritenuto possibile)}$$

Fattori riduttivi per sisma

$$e_c = 1.0 \text{ (sisma non considerato)}$$

$$e_q = 1.0 \text{ (sisma non considerato)}$$

$$e_y = 1.0 \text{ (sisma non considerato)}$$

q': pressione litostatica alla profondità D (0.20 m) di imposta fondazione: 43.60 kPa

I valori di γ , ϕ , c' sono i parametri geotecnici di calcolo del terreno equivalente (vedi tabella sopra riportata)

B', L': Dimensioni efficaci della fondazione ($B' = B - 2 \cdot M_x / N$ - $L' = L - 2 \cdot M_y / N$) (se $B' > L'$ le due dimensioni vengono scambiate tra loro)

π : valore di phi greco (3.14159...)

Se $s_{cB} \cdot d_{cB} \cdot i_{cB} < s_{cL} \cdot d_{cL} \cdot i_{cL}$ nel primo e nel secondo termine della equazione trinomia vengono utilizzati i fattori di forma, profondità, inclinazione del Set B. Altrimenti vengono utilizzati i fattori del Set L

Se $i_{yB} \cdot B' < i_{yL} \cdot L'$ nel terzo termine della equazione trinomia vengono utilizzati i fattori di forma, profondità, inclinazione del Set B. Altrimenti vengono utilizzati quelli del Set L, e nel terzo termine il valore di B' è scambiato con L'

Verifiche a scorrimento

$$H = \text{rad}q(V_x^2 + V_y^2) - \text{forza di scorrimento} \quad R_{\text{scorr}} = N' \cdot \tan(b \cdot \phi) / \gamma_m + a \cdot c' \cdot B' \cdot L' - \text{resistenza allo scorrimento}$$

$b = 1.00$ - $b \cdot \phi$: angolo di attrito fondazione-terreno

$\gamma_m = 1.00$ - fattore parziale di sicurezza applicato a $\tan(b \cdot \phi)$

$a = 0.80$ - fattore riduttivo della coesione per ottenere l'adesione terreno-fondazione

$N' = N \cdot \cos(\alpha) + V_y \cdot \sin(\alpha)$ - $V'_y = -N \cdot \sin(\alpha) + V_x \cdot \cos(\alpha)$ - α angolo inclinazione base fondazione

Valori numerici dei dati che non si modificano ad ogni combinazione di carico

$N_c =$	45.274	$N_q =$	32.461	$N_y =$	32.793
$c' =$	0.00 kPa	$q =$	43.60 kPa	$y =$	19.31 kN/m ³

Descrizione simbologia ed opzioni speciali

Riferimento globale: asse X parallelo ad L, Y parallelo a B, asse Z verticale

Riferimento locale: asse X parallelo ad L, Y parallelo a B, asse Z ortogonale alla base fondazione (eventualmente inclinata)

Combinazione di carico: 1

N (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)	V _x (kN)	V _y (kN)		
547.04	133			98.43	Riferimento globale	B'=2.11 m
547.04	133			98.43	Riferimento locale	L'=1.00 m

	Fattori s	Fattori d	Fattori i	Fattori b	Fattori g	Fattori p	Fattori e	Globali
c	1.174	1.053	0.612	1.000	1.000			0.757
q	1.168	1.051	0.624	1.000	1.000			0.767
y	0.629	1.000	1.000	1.000	1.000			0.629

$q_{ult} = 1284.22 \text{ kPa}$ $Q_{ult} = 2714.98 \text{ kN}$ $R = Q_{ult}/N = 4.963 > R3=3.0$
 $H = 98.43 \text{ kN}$ $R_{scorr} = 380.13 \text{ kN}$ $R = R_{scorr}/H = 3.862 > R3=1.3$

Combinazione di carico: 2

N (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)	V _x (kN)	V _y (kN)		
188.40	55			42.45	Riferimento globale	B'=2.02 m
188.40	55			42.45	Riferimento locale	L'=1.00 m

	Fattori s	Fattori d	Fattori i	Fattori b	Fattori g	Fattori p	Fattori e	Globali
c	1.161	1.053	0.536	1.000	1.000			0.655
q	1.156	1.051	0.550	1.000	1.000			0.668
y	0.916	1.000	0.424	1.000	1.000			0.388

$q_{ult} = 1193.71 \text{ kPa}$ $Q_{ult} = 2406.68 \text{ kN}$ $R = Q_{ult}/N = 12.774 > R3=3.0$
 $H = 42.45 \text{ kN}$ $R_{scorr} = 130.92 \text{ kN}$ $R = R_{scorr}/H = 3.084 > R3=1.3$

Minimo coefficiente R

Combinazione di carico: 1 (Capacità portante)

$q_{ult} = 1284.22 \text{ kPa}$ $Q_{ult} = 2714.98 \text{ kN}$ $R = Q_{ult}/N = 4.963 > R3=2.5$

Combinazione di carico: 2 (Verifica a scorrimento)

$H = 42.45 \text{ kN}$ $R_{scorr} = 130.92 \text{ kN}$ $R = R_{scorr}/H = 3.084 > R3=1.3$

Teoria	q _{lim} [kPa]	q _{ult} [kPa]	F _s
Terzaghi '43	2158.73	210.4	10.26
Vesic '75	1765.9	210.4	6.82
Brinch Hansen '70	1284.22	210.4	4.96
Meyerhof'63	1565.6	210.4	6.05
Richards'93	1733.3	210.4	6.7

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-04-E-CV-RB-RI19-0X-003-A02.DOC Relazione geotecnica
	Foglio 27 di 30

10. CALCOLO DEI CEDIMENTI

Il calcolo dei cedimenti del terreno di fondazione è stato effettuato secondo la teoria del cedimento elastico.

Il terreno di fondazione è schematizzato come strisce di carico aventi uno sviluppo longitudinale indefinito, mentre la larghezza è pari alla larghezza dell'impronta di base del tombino.

I cedimenti indotti sono stati valutati solo a breve termine. In quanto le permeabilità misurate, i sondaggi e le prove di laboratorio, evidenziano che una risposta non drenata legata a basse permeabilità può essere esclusa.

10.1. Criteri di calcolo del cedimento immediato

Per il caso di materiale granulare, gli spostamenti verticali indotti sono calcolati mediante l'espressione:

$$s_t = \sum_i^n \frac{[\Delta\sigma_{zi} - \nu'(\Delta\sigma_{xi} + \Delta\sigma_{yi})]h_i}{E'_i}$$

con:

s_t = cedimento totale;

$\Delta\sigma_{zi}$, $\Delta\sigma_{xi}$, $\Delta\sigma_{yi}$ = incrementi di sforzo indotti dal carico di tombino nello strato i-esimo, calcolati mediante la teoria dell'elasticità, secondo le soluzioni di Boussinesq;

h_i = spessore dello strato i-esimo;

E'_i = modulo di Young dello strato i-esimo;

ν' = coefficiente di Poisson dello strato i-esimo = 0.25;

n = numero di strati, appartenenti al volume di terreno interessato dagli spostamenti.

La sommatoria viene estesa fino ad una profondità pari a circa $2B$, in quanto si ritiene che a questa profondità non si abbiano apprezzabili variazioni dello stato tensionale litostatico.

10.2. Cedimenti del tombino

Nel seguito si riportano i risultati del calcolo dei cedimenti del tombino con riferimento alla sezione di calcolo alla pk 52+432.

Per la caratterizzazione geotecnica del terreno si è fatto riferimento a quanto riportato nella relazione geotecnica contenente i parametri geotecnici definiti a partire dai risultati delle indagini geognostiche.

I parametri geotecnici assunti per il calcolo dei cedimenti sono i seguenti:

Tabella 7. Parametri di deformabilità per il calcolo dei cedimenti – Sezione pk 52+432

Unità geotecnica	E_0' [MPa]	E_u [MPa]
LS	6	60
GS	15	150
GA	13.5	135
GS/GA	35	350

Il cedimento totale ottenuto è dell'ordine di 2.53 cm.

Riepilogo calcolo:

FONDAZIONE NASTRIFORME	combinazione		
	B (m)	L (m)	Q (kPa)
	2.6	1.00	210.4

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
IG51-04-E-CV-RB-RI19-0X-003-A02.DOC Relazione geotecnica		Foglio 29 di 30

CALCOLO CEDIMENTI

<i>PARAMETRI GEOTECNICI:</i>	profondità (m)	spessore (m)	gamma t (kN/mc)	Eu (kPa)	E' (kPa)	Poisson u	Poisson'
Strato							
1 - Limo Sabbioso	0.00	2.00	18.00	60000	6000	0.25	0.25
2 - Ghiaia medio grossa sabbiosa	2.00	1.90	20.00	45000	15000	0.25	0.25
2 - Ghiaia medio grossa sabbiosa	3.90	1.00	20.00	45000	15000	0.25	0.25
2 - Ghiaia medio grossa sabbiosa	4.90	-	0.00	0	0	0.25	0.25

<i>TENSIONE GEOSTATICA:</i>	
Gamma w (kN/mc):	0
Gamma t (kN/mc):	18.00
profondità falda (m):	8
profondità piano di posa dal p.c. (m):	0.2
Tensione verticale geostatica (kPa):	3.60

<i>PARAMETRI GEOMETRICI:</i>	
Larghezza fondazione secondo x (m):	2.60
Larghezza fondazione secondo y (m):	1.00
Carico verticale (kPa):	210
Momento x (kNm):	0
Momento y (kNm):	0
Eccentricità del carico in x (m):	0.000
Eccentricità del carico in y (m):	0.000
Base ridotta fondazione in x (m):	2.600
Base ridotta fondazione in y (m):	1.000
Carico assiale (kPa):	210.40
Carico netto (kPa):	206.80

Nel seguito è riportato l'andamento con la profondità delle curve di trasferimento di carico e l'andamento delle deformazioni verticali e orizzontali con la profondità. Come si nota alla profondità indagata (2B) le deformazioni risultano nulle così come lo stato tensionale che risulta circa indisturbato.

