

COMMITTENTE



PROGETTAZIONE:



DIREZIONE TECNICA

U.O. INFRASTRUTTURE CENTRO

PROGETTO DEFINITIVO

ITINERARIO NAPOLI-BARI.

RADDOPPIO TRATTA CANCELLO - BENEVENTO.

II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO - VITULANO.

2° LOTTO FUNZIONALE TELESE - SAN LORENZO.

VI18 – Ponte Fornace – PONTE dal km 38+413.00 al km 38+443.00

Spalle - Relazione di calcolo

SCALA:

-

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA PROGR. REV.

IF0H 22 D 11 CL VI1800 001 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato	Data
A	EMISSIONE	M.Piscitelli	Maggio 2017	F.Bavetta	Maggio 2017	F.Cerrone	Giugno 2017	F. Cerrone	

ITALFERR S.p.A.
Direzione Tecnica
Infrastrutture Centro
Dot. Ing. Fabrizio Cerrone
Ingegnere della Provincia di Roma
n. 16362 del 14/06/2017

INDICE

1)	GENERALITA'	4
1.1	DESCRIZIONE DELL'OPERA	4
1.2	UNITÀ DI MISURA	5
2)	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	6
2.1	ELABORATI DI RIFERIMENTO	6
3)	MATERIALI	7
3.1	CLASSI DI ESPOSIZIONE E COPRIFERRI	7
3.2	CALCESTRUZZO PER PALI DI FONDAZIONE (C 25/30).....	8
3.3	CALCESTRUZZO PER PLINTI DI FONDAZIONE (C 28/35).....	10
3.4	CALCESTRUZZO PER ELEVAZIONI (C 32/40)	11
3.5	CALCESTRUZZO MAGRO PER GETTI DI LIVELLAMENTO/SOTTOFONDAZIONI (C12/15).....	12
3.6	ACCIAIO IN BARRE D'ARMATURA PER C.A. (B450C)	13
4)	CARATTERIZZAZIONE E CRITERI DI PROGETTAZIONE GEOTECNICA	14
4.1	STRATIGRAFIA E INDAGINI IN PROSSIMITA' DELL'OPERA.....	14
4.2	CURVE DI PORTANZA DI PROGETTO A CARICO VERTICALE	16
4.3	COEFFICIENTE A.....	19
4.4	CARICO LIMITE PER AZIONI ORIZZONTALI.....	20
5)	CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO	21
5.1	VITA NOMINALE E CLASSE D'USO DELL'OPERA	22
5.2	PARAMETRI DI PERICOLOSITÀ SISMICA.....	24
5.3	CATEGORIA DI SOTTOSUOLO E CATEGORIA TOPOGRAFICA	29
6)	ANALISI DEI CARICHI	31
6.1	CARICHI PROVENIENTI DALL'IMPALCATO	31
6.1.1	<i>Carichi variabili da traffico</i>	<i>33</i>
6.1.1.1	<i>Azioni da traffico ferroviario</i>	<i>33</i>
6.1.1.2	<i>Incremento dinamico.....</i>	<i>35</i>

6.1.1.3	Contemporaneità dei treni sui binari	37
6.2	SPINTA DEL TERRENO DEL RILEVATO IN CONDIZIONI STATICHE	50
6.3	SPINTA DEL SOVRACCARICO ACCIDENTALE CONDIZIONI STATICHE.....	51
6.4	AZIONE SISMICA.....	52
7)	COMBINAZIONI DI CARICO	56
8)	CRITERI GENERALI PER LE VERIFICHE STRUTTURALI.....	61
8.1	VERIFICHE ALLO SLU	61
8.2	VERIFICA SLE.....	65
9)	MODELLI DI CALCOLO PER LE SPALLE	67
9.1	MODELLI A MENSOLA PER LA VERIFICA DELLE SPALLE	67
10)	ANALISI E VERIFICA SPALLA FISSA (S2).....	68
10.1	MURO FRONTALE.....	68
10.2	MURO PARAGHIAIA.....	71
10.3	MURI LATERALI	73
10.4	PLINTO DI FONDAZIONE	74
10.5	PALI DI FONDAZIONE.....	80
11)	ANALISI E VERIFICA SPALLA MOBILE (S1)	87
11.1	PALI DI FONDAZIONE.....	87

	ITINERARIO NAPOLI-BARI. RADDOPPIO TRATTA CANCELLO - BENEVENTO. II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO - VITULANO. 2° LOTTO FUNZIONALE TELESE - SAN LORENZO.					
VI18 – Ponte Fornace – PONTE dal km 38+413.00 al km 38+443.00 Spalle - Relazione di calcolo	COMMESSA IF0H	LOTTO 22 D 11	CODIFICA CL	DOCUMENTO VI1800 001	REV. A	FOGLIO 4 di 88

1) **GENERALITA'**

Il presente documento si inserisce nell'ambito della redazione degli elaborati tecnici di progetto definitivo del Raddoppio dell'Itinerario Ferroviario Napoli-Bari nella Tratta Canello-Benevento/ 2° Lotto Funzionale Frasso Telesino – Vitulano.

Le Analisi e Verifiche nel seguito esposte fanno in particolare riferimento alle sottostrutture (Spalla mobile e fissa) del Ponte VI18, previsto sull'asse principale del tracciato di progetto, tra le 38+413.00 - 38+443.00.

1.1 **Descrizione Dell'opera**

Il viadotto in esame è costituito da un'unica campata di luce pari a 30.00 m.

L'impalcato è costituito una travata metallica a sezione mista acciaio-clc di portata teorica pari a 28.4 m. La larghezza complessiva dell'impalcato è pari a 13.70 m su cui gravano 2 binari posti ad interasse pari a 4.00 m, in maniera simmetrica rispetto alla mezzeria del viadotto. Per maggiori dettagli riguardanti l'impalcato si rinvia alla relazione specifica.

Le sottostrutture consistono in due spalle con fondazioni di tipo profondo su pali. La spalla indicata con "S1" è la spalla mobile mentre quella indicata con "S2" è la spalla fissa.

L'opera in oggetto è progettato per una vita nominale VN pari a 75 anni. Gli si attribuisce inoltre una classe d'uso III ("Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza.") ai sensi del D. Min. 14/01/2008, da cui scaturisce un coefficiente d'uso CU = 1.5.

Di seguito si riporta la sezione longitudinale del viadotto:

V118 – Ponte Fornace – PONTE dal km 38+413.00
al km 38+443.00 Spalle - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	22 D 11	CL	V11800 001	A	5 di 88

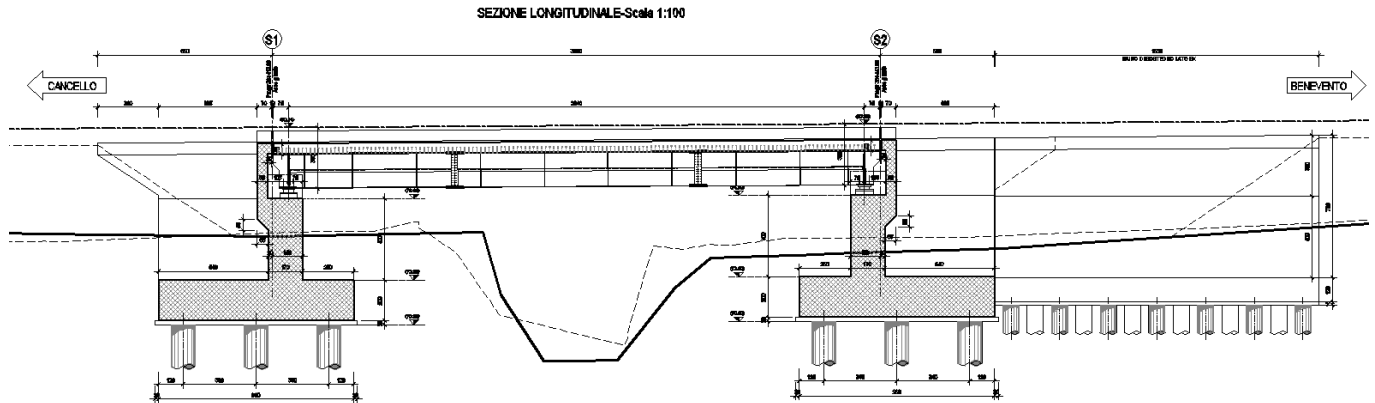


Figura 1 – Sezione Longitudinale Viadotto

1.2 Unità di misura

Nel seguito si adotteranno le seguenti unità di misura:

- per le lunghezze \Rightarrow m, mm
- per i carichi \Rightarrow kN, kN/m², kN/m³
- per le azioni di calcolo \Rightarrow kN, kNm
- per le tensioni \Rightarrow MPa

	ITINERARIO NAPOLI-BARI. RADDOPPIO TRATTA CANCELLO - BENEVENTO. II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO - VITULANO. 2° LOTTO FUNZIONALE TELESE - SAN LORENZO.					
	V118 – Ponte Fornace – PONTE dal km 38+413.00 al km 38+443.00 Spalle - Relazione di calcolo	COMMESSA IF0H	LOTTO 22 D 11	CODIFICA CL	DOCUMENTO V11800 001	REV. A

2) **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

Di seguito si riporta l'elenco generale delle Normative Nazionali ed internazionali vigenti alla data di redazione del presente documento, quale riferimento per la redazione degli elaborati tecnici e/o di calcolo dell'intero progetto nell'ambito della quale si inserisce l'opera oggetto della presente relazione:

- Rif. [1] Ministero delle Infrastrutture, DM 14 gennaio 2008, «Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni»
- Rif. [2] Ministero delle Infrastrutture e Trasporti, circolare 2 febbraio 2009, n. 617 C.S.LL.PP., «Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008»
- Rif. [3] Manuale di Progettazione delle Opere Civili: PARTE I / Aspetti Generali (RFI DTC SI MA IFS 001 A)
- Rif. [4] Manuale di Progettazione delle Opere Civili: PARTE II – Sezione 1 / Ambiente e Geologia (RFI DTC SI AG MA IFS 001 A – rev 30/12/2016)
- Rif. [5] Manuale di Progettazione delle Opere Civili: PARTE II – Sezione 2 / Ponti e Strutture (RFI DTC SI PS MA IFS 001 A– rev 30/12/2016)
- Rif. [6] Manuale di Progettazione delle Opere Civili: PARTE II – Sezione 3 / Corpo Stradale (RFI DTC SI CS MA IFS 001 A– rev 30/12/2016)
- Rif. [7] Manuale di Progettazione delle Opere Civili: PARTE II – Sezione 4 / Gallerie (RFI DTC SI GA MA IFS 001 A– rev 30/12/2016)
- Rif. [8] Manuale di Progettazione delle Opere Civili: PARTE II – Sezione 5 / Prescrizioni per i Marciapiedi e le Pensiline delle Stazioni Ferroviarie a servizio dei Viaggiatori (RFI DTC SI CS MA IFS 002 A– rev 30/12/2016)
- Rif. [9] Manuale di Progettazione delle Opere Civili: PARTE II – Sezione 6 / Sagome e Profilo minimo degli ostacoli (RFI DTC SI CS MA IFS 003 A– rev 30/12/2016)
- Rif. [10] Regolamento (UE) N.1299/2014 della Commissione del 18 Novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema “infrastruttura” del sistema ferroviario dell'Unione europea
- Rif. [11] Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture, Parte 1-4: Azioni in generale – Azioni del vento (UNI EN 1991-1-4)
- Rif. [12] UNI 11104: Calcestruzzo : Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1

2.1 **Elaborati di riferimento**

Costituiscono parte integrante di quanto esposto nel presente documento, l'insieme degli elaborati di progetto specifici relativi all'opera in esame e riportati in elenco elaborati.

V118 – Ponte Fornace – PONTE dal km 38+413.00
al km 38+443.00 Spalle - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	22 D 11	CL	V11800 001	A	7 di 88

3) MATERIALI

Di seguito si riportano le caratteristiche dei materiali previsti per la realizzazione delle strutture oggetto di calcolo nell'ambito del presente documento :

3.1 Classi Di Esposizione E Copriferri

Con riferimento alle specifiche di cui alla norma UNI 11104, si definiscono di seguito le classi di esposizione del calcestruzzo delle diverse parti della struttura oggetto dei dimensionamenti di cui al presente documento:

- Elevazioni spalle: XC4;
- Plinti e pali di fondazione: XC2;

Classe esposizione norma UNI 9558	Classe esposizione norma UNI 11104 UNI EN 206-1	Descrizione dell'ambiente	Esempio	Massimo rapporto a/c	Minima Classe di resistenza	Contenuto minimo in aria (%)
1 Assenza di rischio di corrosione o attacco						
1	X0	Per calcestruzzo privo di armatura o inserti metallici: tutte le esposizioni eccetto dove c'è gelo/disgelo, o attacco chimico. Calcestruzzi con armatura o inserti metallici in ambiente molto asciutto.	Interni di edifici con umidità relativa molto bassa. Calcestruzzo non armato all'interno di edifici. Calcestruzzo non armato immerso in suolo non aggressivo o in acqua non aggressiva. Calcestruzzo non armato soggetto a cicli di bagnato asciutto ma non soggetto ad abrasione, gelo o attacco chimico.	-	C 12/15	
2 Corrosione indotta da carbonatazione						
Nota - Le condizioni di umidità si riferiscono a quelle presenti nel copriferro o nel ricoprimento di inserti metallici, ma in molti casi si può considerare che tali condizioni riflettano quelle dell'ambiente circostante. In questi casi la classificazione dell'ambiente circostante può essere adeguata. Questo può non essere il caso se c'è una barriera tra il calcestruzzo e il suo ambiente.						
2 a	XC1	Asciutto o permanentemente bagnato.	Interni di edifici con umidità relativa bassa. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con le superfici all'interno di strutture con eccezione delle parti esposte a condensa, o immerse in acqua.	0,60	C 25/30	
2 a	XC2	Bagnato, raramente asciutto.	Parti di strutture di contenimento liquidi, fondazioni. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso prevalentemente immerso in acqua o terreno non aggressivo.	0,60	C 25/30	
5 a	XC3	Umidità moderata.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici esterne riparate dalla pioggia, o in interni con umidità da moderata ad alta.	0,55	C 28/35	
4 a 5 b	XC4	Ciclicamente asciutto e bagnato.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici soggette e alterate da asciutto ed umido. Calcestruzzi a vista in ambienti urbani. Superfici a contatto con l'acqua non comprese nella classe XC2.	0,50	C 32/40	
3 Corrosione indotta da cloruri esclusi quelli provenienti dall'acqua di mare						
5 a	XD1	Umidità moderata.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in superfici o parti di ponti e viadotti esposti a spruzzi d'acqua contenenti cloruri.	0,55	C 28/35	
4 a 5 b	XD2	Bagnato, raramente asciutto.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in elementi strutturali totalmente immersi in acqua anche industriale contenente cloruri (Piscine).	0,50	C 32/40	
5 c	XD3	Ciclicamente bagnato e asciutto.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso, di elementi strutturali direttamente soggetti agli agenti disgelanti o agli spruzzi contenenti agenti disgelanti. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso, elementi con una superficie immersa in acqua contenente cloruri e l'altra esposta all'aria. Parti di ponti, pavimentazioni e parcheggi per auto.	0,45	C 35/45	

Classe esposizione norma UNI 9558	Classe esposizione norma UNI 11104 UNI EN 206-1	Descrizione dell'ambiente	Esempio	Massimo rapporto a/c	Minima Classe di resistenza	Contenuto minimo in aria (%)
4 Corrosione indotta da cloruri presenti nell'acqua di mare						
4 a 5 b	XS1	Esposto alle saline marine ma non direttamente in contatto con l'acqua di mare.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con elementi strutturali sulle coste o in prossimità.	0,50	C 32/40	
	XS2	Permanentemente sommerso.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso di strutture marine completamente immerse in acqua.	0,45	C 35/45	
	XS3	Zone esposte agli spruzzi o alle maree.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con elementi strutturali esposti alla battigia o alle zone soggette agli spruzzi ed onde del mare.	0,45	C 35/45	
5 Attacco dei cicli di gelo/disgelo con o senza disgelanti *						
2 b	XF1	Moderata saturazione d'acqua, in assenza di agente disgelante.	Superfici verticali di calcestruzzo come facciate e colonne esposte alla pioggia ed al gelo. Superfici non verticali e non soggette alla completa saturazione ma esposte al gelo, alla pioggia o all'acqua.	0,50	C 32/40	
3	XF2	Moderata saturazione d'acqua, in presenza di agente disgelante.	Elementi come parti di ponti che in altro modo sarebbero classificati come XF1 ma che sono esposti direttamente o indirettamente agli agenti disgelanti.	0,50	C 25/30	3,0
2 b	XF3	Elevata saturazione d'acqua, in assenza di agente disgelante.	Superfici orizzontali in edifici dove l'acqua può accumularsi e che possono essere soggetti ai fenomeni di gelo, elementi soggetti a frequenti bagnature ed esposti al gelo.	0,50	C 25/30	3,0
3	XF4	Elevata saturazione d'acqua, con presenza di agente antigelo oppure acqua di mare.	Superfici orizzontali quali strade o pavimentazioni esposte al gelo ed ai sali disgelanti in modo diretto o indiretto, elementi esposti al gelo e soggetti a frequenti bagnature in presenza di agenti disgelanti o di acqua di mare.	0,45	C 28/35	3,0
6 Attacco chimico **						
5 a	XA1	Ambiente chimicamente debolmente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1	Contenitori di fanghi e vasche di decantazione. Contenitori e vasche per acque reflue.	0,55	C 28/35	
4 a 5 b	XA2	Ambiente chimicamente moderatamente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1	Elementi strutturali o pareti a contatto di terreni aggressivi.	0,50	C 32/40	
5 c	XA3	Ambiente chimicamente fortemente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1	Elementi strutturali o pareti a contatto di acque industriali fortemente aggressive. Contenitori di fanghi, margini e liquami provenienti dall'allevamento animale. Torri di raffreddamento di fumi di gas di scarico industriali.	0,45	C 35/45	

*) Il grado di saturazione della seconda colonna riflette la relativa frequenza con cui si verifica il gelo in condizioni di saturazione:
- moderato; occasionalmente gelato in condizione di saturazione;
- elevato; alla frequenza di gelo in condizioni di saturazione.
**) Da parte di acque del terreno e acque fluenti.

La determinazione delle classi di resistenza dei conglomerati dei conglomerati, di cui ai successivi paragrafi, sono state inoltre determinate tenendo conto delle classi minime stabilite dalla stessa norma UNI-EN 11104, di cui alla successiva tabella:

prospetto 4 Valori limiti per la composizione e le proprietà del calcestruzzo

	Classi di esposizione														
	Nessun rischio di corrosione dell'armatura	Corrosione delle armature indotta dalla carbonatazione			Corrosione delle armature indotta da cloruri					Attacco da cicli di gelo/disgelo			Ambiente aggressivo per attacco chimico		
		Acqua di mare		Cloruri provenienti da altre fonti			XF1	XF2	XF3	XF4	XA1	XA2	XA3		
X0	XC1	XC2	XC3	XC4	XS1	XS2								XS3	XD1
Massimo rapporto a/c	-	0,60	0,55	0,50	0,50	0,45	0,55	0,50	0,45	0,50	0,50	0,45	0,55	0,50	0,45
Minima classe di resistenza ¹⁾	C12/15	C25/30	C28/35	C32/40	C32/40	C35/45	C28/35	C32/40	C35/45	32/40	25/30	28/35	28,35	32/40	35/45
Minimo contenuto in cemento (kg/m ³)	-	300	320	340	340	360	320	340	360	320	340	360	320	340	360
Contenuto minimo in aria (%)											3,0 ^{a)}				
Altri requisiti											Aggregati conformi alla UNI EN 12620 di adeguata resistenza al gelo/disgelo		È richiesto l'impiego di cementi resistenti ai solfati ^{b)}		

¹⁾ Nel prospetto 7 della UNI EN 206-1 viene riportata la classe C8/10 che corrisponde a specifici calcestruzzi destinati a sottofondazioni e ricoprimenti. Per tale classe dovrebbero essere definite le prescrizioni di durabilità nei riguardi di acque o terreni aggressivi.
^{a)} Quando il calcestruzzo non contiene aria aggiunta, le sue prestazioni devono essere verificate rispetto ad un calcestruzzo aerato per il quale è provata la resistenza al gelo/disgelo, da determinarsi secondo UNI 7087, per la relativa classe di esposizione.
^{b)} Qualora la presenza di solfati comporti le classi di esposizione XA2 e XA3 è essenziale utilizzare un cemento resistente ai solfati secondo UNI 9156.

Classi di resistenza minima del calcestruzzo secondo UNI – 11104

I copriferri di progetto adottati per le barre di armatura, tengono infine conto inoltre delle prescrizioni di cui alla Tabella C4.1.IV della Circolare n617 del 02-02-09; si è in particolare previsto di adottare i seguenti Copriferri minimi espressi in mm

- Elevazioni spalle: 40 mm
- Plinti di fondazione: 40 mm
- Pali di fondazione: 60 mm

3.2 Calcestruzzo per Pali di Fondazione (C 25/30)

Valore caratteristico della resistenza a compressione cubica a 28 gg:

$$R_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

Valore caratteristico della resistenza a compressione cilindrica a 28 gg:

$$f_{ck} = 24.9 \text{ MPa} \quad (0,83 \cdot R_{ck})$$

Resistenza a compressione cilindrica media:

$$f_{cm} = 32.9 \text{ MPa} \quad (f_{ck} + 8)$$

Resistenza a trazione assiale:

V118 – Ponte Fornace – PONTE dal km 38+413.00
al km 38+443.00 Spalle - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	22 D 11	CL	VI1800 001	A	9 di 88

$$f_{ctm} = 2.56 \text{ MPa} \quad \text{Valore medio}$$

$$f_{ctk,0.05} = 1.79 \text{ MPa} \quad \text{Valore caratteristico frattile 5\%}$$

Resistenza a trazione per flessione:

$$f_{ctm} = 3.1 \text{ MPa} \quad \text{Valore medio}$$

$$f_{ctk,0.05} = 2.1 \text{ MPa} \quad \text{Valore caratteristico frattile 5\%}$$

Coefficiente parziale per le verifiche agli SLU:

$$\gamma_c = 1.5$$

Per situazioni di carico eccezionali, tale valore va considerato pari ad 1.0

Resistenza di calcolo a compressione allo SLU:

$$f_{cd} = 14.1 \text{ MPa} \quad (0,85 \cdot f_{ck} / \gamma_s)$$

Resistenza di calcolo a trazione diretta allo SLU:

$$f_{ctd} = 1.19 \text{ MPa} \quad (f_{ctk,0.05} / \gamma_s)$$

Resistenza di calcolo a trazione per flessione SLU:

$$f_{ctd f} = 1.43 \text{ MPa} \quad 1,2 \cdot f_{ctd}$$

Per spessori minori di 50mm e calcestruzzi ordinari, tale valore va ridotto del 20%

Modulo di elasticità normale :

$$E_{cm} = 31447 \text{ MPa}$$

Modulo di elasticità tangenziale:

$$G_{cm} = 13103 \text{ MPa}$$

Modulo di Poisson:

$$\nu = 0.2$$

□

Coefficiente di dilatazione lineare

$$\alpha = 0.00001 \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$$

Tensione di aderenza di calcolo acciaio-calcestruzzo

$$\eta = 1.00$$

$$f_{bd} = 2.69 \text{ MPa} \quad (2,25 \cdot f_{ctk} \cdot \eta / \gamma_s)$$

Nel caso di armature molto addensate, o ancoraggi in zona tesa tale valore va diviso per 1,5

Tensioni massime per la verifica agli SLE (Prescrizioni Manuale RFI Parte 2-Sezione 2)

$$\sigma_{cmax QP} = (0,40 f_{ck}) = 9.96 \text{ MPa} \quad \text{(Combinazione di Carico Quasi Permanente)}$$

$$\sigma_{cmax R} = (0,55 f_{ck}) = 13.70 \text{ MPa} \quad \text{(Combinazione di Carico Caratteristica - Rara)}$$

Per spessori minori di 50mm e calcestruzzi ordinari, tale valori vanno ridotti del 20%

3.3 Calcestruzzo per Plinti di Fondazione (C 28/35)

Valore caratteristico della resistenza a compressione cubica a 28 gg: - -

$$R_{ck} = \boxed{35} \text{ MPa}$$

Valore caratteristico della resistenza a compressione cilindrica a 28 gg:

$$f_{ck} = \boxed{29.1} \text{ MPa} \quad (0,83 \cdot R_{ck})$$

Resistenza a compressione cilindrica media:

$$f_{cm} = \boxed{37.1} \text{ MPa} \quad (f_{ck} + 8)$$

Resistenza a trazione assiale:

$$f_{ctm} = \boxed{2.83} \text{ MPa} \quad \text{Valore medio}$$

$$f_{ctk,0,05} = \boxed{1.98} \text{ MPa} \quad \text{Valore caratteristico frattile 5\%}$$

Resistenza a trazione per flessione:

$$f_{ctm} = \boxed{3.4} \text{ MPa} \quad \text{Valore medio}$$

$$f_{ctk,0,05} = \boxed{2.4} \text{ MPa} \quad \text{Valore caratteristico frattile 5\%}$$

Coefficiente parziale per le verifiche agli SLU:

$$\gamma_c = \boxed{1.5}$$

Per situazioni di carico eccezionali, tale valore va considerato pari ad 1,0

Resistenza di calcolo a compressione allo SLU:

$$f_{cd} = \boxed{16.5} \text{ MPa} \quad (0,85 \cdot f_{ck} / \gamma_s)$$

Resistenza di calcolo a trazione diretta allo SLU:

$$f_{ctd} = \boxed{1.32} \text{ MPa} \quad (f_{ctk,0,05} / \gamma_s)$$

Resistenza di calcolo a trazione per flessione SLU:

$$f_{ctd f} = \boxed{1.59} \text{ MPa} \quad 1,2 \cdot f_{ctd}$$

Per spessori minori di 50mm e calcestruzzi ordinari, tale valore va ridotto del 20%

Modulo di elasticità normale :

$$E_{cm} = \boxed{32588} \text{ MPa}$$

Modulo di elasticità tangenziale:

$$G_{cm} = \boxed{13578} \text{ MPa}$$

Modulo di Poisson:

$$\nu = \boxed{0.2}$$

□

Coefficiente di dilatazione lineare

$$\alpha = \boxed{0.00001} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$$

Tensione di aderenza di calcolo acciaio-calcestruzzo

$$\eta = 1.00$$

$$f_{bd} = \boxed{2.98} \text{ MPa} \quad (2,25 \cdot f_{ctk} \cdot \eta / \gamma_s)$$

Nel caso di armature molto addensate, o ancoraggi in zona tesa tale valore va diviso per 1,5

Tensioni massime per la verifica agli SLE (Prescrizioni Manuale RFI Parte 2-Sezione 2)

$$\sigma_{\text{cmax QP}} = (0,40 f_{\text{ck}}) = \boxed{11.62} \text{ MPa} \quad (\text{Combinazione di Carico Quasi Permanente})$$

$$\sigma_{\text{cmax R}} = (0,55 f_{\text{ck}}) = \boxed{15.98} \text{ MPa} \quad (\text{Combinazione di Carico Caratteristica - Rara})$$

Per spessori minori di 50mm e calcestruzzi ordinari, tale valori vanno ridotti del 20%

3.4 Calcestruzzo per Elevazioni (C 32/40)

Valore caratteristico della resistenza a compressione cubica a 28 gg:

$$R_{\text{ck}} = \boxed{40} \text{ MPa}$$

Valore caratteristico della resistenza a compressione cilindrica a 28 gg:

$$f_{\text{ck}} = \boxed{33.2} \text{ MPa} \quad (0,83 \cdot R_{\text{ck}})$$

Resistenza a compressione cilindrica media:

$$f_{\text{cm}} = 41.2 \text{ MPa} \quad (f_{\text{ck}} + 8)$$

Resistenza a trazione assiale:

$$f_{\text{ctm}} = \boxed{3.10} \text{ MPa} \quad \text{Valore medio}$$

$$f_{\text{ctk},0.05} = \boxed{2.17} \text{ MPa} \quad \text{Valore caratteristico frattile 5\%}$$

Resistenza a trazione per flessione:

$$f_{\text{ctfm}} = \boxed{3.7} \text{ MPa} \quad \text{Valore medio}$$

$$f_{\text{ctk},0.05} = \boxed{2.6} \text{ MPa} \quad \text{Valore caratteristico frattile 5\%}$$

Coefficiente parziale per le verifiche agli SLU:

$$\gamma_{\text{c}} = \boxed{1.5}$$

Per situazioni di carico eccezionali, tale valore va considerato pari ad 1,0

Resistenza di calcolo a compressione allo SLU:

$$f_{\text{cd}} = \boxed{18.8} \text{ MPa} \quad (0,85 \cdot f_{\text{ck}} / \gamma_{\text{S}})$$

Resistenza di calcolo a trazione diretta allo SLU:

$$f_{\text{ctd}} = \boxed{1.45} \text{ MPa} \quad (f_{\text{ctk},0.05} / \gamma_{\text{S}})$$

Resistenza di calcolo a trazione per flessione SLU:

$$f_{\text{ctd f}} = \boxed{1.74} \text{ MPa} \quad 1,2 \cdot f_{\text{ctd}}$$

Per spessori minori di 50mm e calcestruzzi ordinari, tale valore va ridotto del 20%

Modulo di elasticità normale :

$$E_{\text{cm}} = \boxed{33643} \text{ MPa}$$

Modulo di elasticità tangenziale:

$$G_{\text{cm}} = \boxed{14018} \text{ MPa}$$

VI18 – Ponte Fornace – PONTE dal km 38+413.00
al km 38+443.00 Spalle - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	22 D 11	CL	VI1800 001	A	12 di 88

Modulo di Poisson:

$\nu =$

Coefficiente di dilatazione lineare

$\alpha =$ °C⁻¹

Tensione di aderenza di calcolo acciaio-calcestruzzo

$\eta =$ 1.00

$f_{bd} =$ MPa $(2,25 \cdot f_{ctk} \cdot \eta / \gamma_s)$

Nel caso di armature molto addensate, o ancoraggi in zona tesa tale valore va diviso per 1,5

Tensioni massime per la verifica agli SLE (Prescrizioni Manuale RFI Parte 2-Sezione 2)

$\sigma_{\max QP} = (0,40 f_{ck}) =$ MPa (Combinazione di Carico Quasi Permanente)

$\sigma_{\max R} = (0,55 f_{ck}) =$ MPa (Combinazione di Carico Caratteristica - Rara)

Per spessori minori di 50mm e calcestruzzi ordinari, tale valori vanno ridotti del 20%

3.5 Calcestruzzo magro per Getti di livellamento/sottofondazioni (C12/15)

Valore caratteristico della resistenza a compressione cubica a 28 gg:

$R_{ck} =$ MPa

Valore caratteristico della resistenza a compressione cilindrica a 28 gg:

$f_{ck} =$ MPa $(0,83 \cdot R_{ck})$

Resistenza a compressione cilindrica media:

$f_{cm} =$ 20.5 MPa $(f_{ck} + 8)$

Si omettono resistenze e/o tensioni di calcolo, essendo tale conglomerato previsto per parti d'opera senza funzioni strutturali.

3.6 Acciaio in barre d'armatura per c.a. (B450C)

Tensione caratteristica di rottura:

$$f_{tk} = \boxed{540} \text{ MPa (frattile al 5\%)}$$

Tensione caratteristica allo snervamento:

$$f_{yk} = \boxed{450} \text{ MPa (frattile al 5\%)}$$

Fattore di sovraresistenza (nel caso di impiego di legame costitutivo tipo bilineare con incrudimento)

$$k = f_{tk}/f_{yk} = \boxed{1.20} \text{ MPa}$$

Allungamento a rottura (nel caso di impiego di legame costitutivo tipo bilineare con incrudimento)

$$(A_{gt})_k = \quad \varepsilon_{uk} = \boxed{7.5} \%$$

$$\varepsilon_{ud} = \quad 0,9 \varepsilon_{uk} = \boxed{6.75} \%$$

Coefficiente parziale per le verifiche agli SLU:

$$\gamma_c = \quad \mathbf{1.15}$$

Per situazioni di carico eccezionali, tale valore va considerato pari ad 1,0

Resistenza di calcolo allo SLU:

$$f_{yd} = \boxed{391.3} \text{ MPa } (f_{yk}/\gamma_s)$$

Modulo di elasticità :

$$E_f = \boxed{210000} \text{ MPa}$$

Tensione massima per la verifica agli SLE (Prescrizioni Manuale RFI Parte 2-Sezione 2)

$$\sigma_{s \max} = (0,75 f_{yk}) = \boxed{360} \text{ MPa} \quad \text{Combinazione di Carico Caratteristica(Rara)}$$

4) CARATTERIZZAZIONE E CRITERI DI PROGETTAZIONE GEOTECNICA

Il ponte ricade alle chilometriche 38+413.00 - 38+443.00 del tracciato di progetto dell'Asse Principale, nell'ambito del 2° Lotto Funzionale Telese-San Lorenzo, individuato dalle pk 27+700 – 39+050.

La definizione del modello geotecnico di sottosuolo di riferimento per il dimensionamento delle strutture di fondazione dell'opera, è trattata diffusamente nella specifica sezione dedicata all'opera in esame nell'ambito del seguente documento di progetto:

Relazione generale di linea delle opere all'aperto - Sub lotto 2	I	F	O	H	0	2	D	1	1	R	B	G	E	0	0	0	1	0	0	2	A
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---

Nella fattispecie, dal documento appena citato si desumono le curve di portanza dei pali nei riguardi dei carichi verticali di compressione e/o trazione, oltre al coefficiente α [m] utile alla valutazione delle sollecitazioni flessionali a testa pali legati alla deformabilità a taglio della palificata; relativamente a quest'ultimo aspetto, si specifica che ai fini della valutazione degli sforzi normali a testa pali, la valutazione del momento incrementale $M=T \times \alpha$ è stata effettuata considerando un coefficiente α pari al 50% di quello relativo al modello di palo isolato rigidamente vincolato in testa, per tener conto in qualche modo della reale deformabilità del plinti, mentre, per la valutazione delle sollecitazioni di progetto del palo singolo, il coefficiente α è stato considerato cautelativamente per intero.

Viene invece affrontato nell'ambito del presente paragrafo il tema del carico limite dei pali nei riguardi delle azioni orizzontali, essendo tale aspetto strettamente connesso agli aspetti strutturali (armatura di progetto a testa palo).

4.1 STRATIGRAFIA E INDAGINI IN PROSSIMITA' DELL'OPERA

Nelle vicinanze dell'opera sono state eseguite le seguenti indagini.

Sondaggio	Anno	Profondità	SPT n.	Lefranc n.	Lugeon n.	Dilatometrica n.	Pressiometrica n.	CR n.	CI n.	CL n.	Piezometro	Inclinometro	DH
		[m]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	TA/CC	[m]	[m]
IF15V31	2017	30	5	1	-	-	-	4	-	-	TA	-	-

Il sondaggio ha evidenziato la presenza di depositi alluvionali (attuali e recenti) incoerenti (unità ba1 e ba2) fino a 5.0 m da p.c.. Successivamente sono stati intercettati depositi alluvionali terrazzati incoerenti grossolani (unità bn1) fino alla massima profondità investigata (30.0 m).

I risultati delle prove di laboratorio sono sintetizzati nella seguente tabella.

Sondaggio	-	IF15V31	IF15V31	IF15V31	IF15V31
Campione	-	CR1	CR2	CR3	CR4
Tipo	-	rim	rim	rim	rim
Unità	-	ba1	bn1	bn1	bn1
Prof.	m	6.00	14.50	22.00	29.50
Granulometria					
G	%	78.9	71.3	72.2	22.8
S	%	14.3	19.8	8.0	54.7
L +A	%	6.8	8.9	19.8	22.5
L	%			18.3	21.4
A	%			1.5	1.1

FALDA: il livello della falda massimo rilevato in corrispondenza del piezometro installato nel foro di sondaggio è a quota +57.0 m s.l.m., quindi il livello piezometrico in corrispondenza dell'opera è a circa 18.0 m di profondità dal p.c. locale (vedasi profilo geotecnico longitudinale). Per il dimensionamento delle fondazioni profonde del ponte, il livello viene cautelativamente assunto a p.c. per la presenza del fiume.

Pertanto, risulta in corrispondenza dell'opera in esame, la seguente stratigrafia di progetto:

VI18 – stratigrafia spalla S1, spalla S2

Profondità [m]	Unità geotecnica	γ [kN/m ³]	cu [kPa]	φ' [°]	Nq [-]	qb _{lim} [kPa]
da 0.0 a 7.5	ba1	19.0	-	36	25	5800
>7.5	bn1	20.0	-	38	25	5800
Falda: cautelativamente a p.c. (zona alveo/golena)						

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	ITINERARIO NAPOLI-BARI. RADDOPPIO TRATTA CANCELLO - BENEVENTO. II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO - VITULANO. 2° LOTTO FUNZIONALE TELESE - SAN LORENZO.					
	V118 – Ponte Fornace – PONTE dal km 38+413.00 al km 38+443.00 Spalle - Relazione di calcolo	COMMESSA IF0H	LOTTO 22 D 11	CODIFICA CL	DOCUMENTO VI1800 001	REV. A

4.2 CURVE DI PORTANZA DI PROGETTO A CARICO VERTICALE

La capacità portante per le fondazioni del viadotto è stata valutata per pali di grande diametro $D=1200$ mm considerando l'Approccio 2 (A1+M1+R3) di normativa e quindi con i seguenti coefficienti parziali sulle resistenze di base e laterale:

N. 1 verticali di indagine, da cui $\xi_3 = 1.7$,

FSL = fattore di sicurezza per la portata laterale a compressione ($=\xi_3 \cdot \gamma_s = 2.0$).

FSL,t = fattore di sicurezza per la portata laterale a trazione ($=\xi_3 \cdot \gamma_{st} = 2.1$).

FSB = fattore di sicurezza per la portata di base ($= \xi_3 \cdot \gamma_b = 2.3$).

Quindi per la verifica di capacità portante del palo si dovranno verificare le seguenti due condizioni:

- $N_{\max,SLU} < Q_d$, la massima sollecitazione assiale (sia statica, che sismica) allo SLU dovrà essere inferiore alla portata di progetto del palo (riportata nelle seguenti tabelle);
- $N_{\max,SLE} < Q_{ll} / 1.25$ la massima sollecitazione assiale allo SLE RARA dovrà essere inferiore alla portata laterale limite del palo (Q_{ll} , riportata nelle seguenti tabelle) con un fattore di sicurezza di 1.25.

Inoltre si è considerato:

- testa palo a 2.0 m di profondità da p.c.;
- falda cautelativamente a p.c..

VI18 – Ponte Fornace – PONTE dal km 38+413.00
al km 38+443.00 Spalle - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	22 D 11	CL	VI1800 001	A	17 di 88

Tabella 1 – VI18 - Capacità portante palo D=1200 mm - A1+M1+R3 compressione

LINEA NAPOLI-BARI TRATTA CANCELLO-BENEVENTO FRASSO-VITULANO
VI16 palo D1200mm -SLU A1+M1+R3
STAMPA capacita' portante e relativi contributi

Lp m	Q11 kN	Qb1 kN	Wp kN	Qu kN	Qd kN
.00	0.	509.	0.	509.	221.
.50	17.	636.	3.	650.	282.
1.00	37.	763.	6.	795.	345.
1.50	61.	891.	8.	943.	409.
2.00	89.	1018.	11.	1095.	476.
2.50	120.	1145.	14.	1251.	544.
3.00	155.	1272.	17.	1411.	614.
3.50	194.	1400.	20.	1574.	686.
4.00	237.	1527.	23.	1741.	760.
4.50	283.	1654.	25.	1911.	835.
5.00	333.	1781.	28.	2086.	913.
5.50	387.	1909.	31.	2264.	992.
6.00	448.	2050.	34.	2464.	1081.
6.50	515.	2191.	37.	2669.	1173.
7.00	585.	2333.	40.	2878.	1267.
7.50	660.	2474.	42.	3092.	1363.
8.00	740.	2615.	45.	3310.	1462.
8.50	824.	2757.	48.	3532.	1562.
9.00	912.	2898.	51.	3759.	1665.
9.50	1005.	3039.	54.	3991.	1770.
10.00	1102.	3181.	57.	4226.	1878.
10.50	1204.	3322.	59.	4467.	1987.
11.00	1310.	3464.	62.	4711.	2099.
11.50	1420.	3605.	65.	4960.	2212.
12.00	1535.	3746.	68.	5214.	2329.
12.50	1654.	3888.	71.	5471.	2447.
13.00	1778.	4029.	74.	5734.	2567.
13.50	1906.	4170.	76.	6000.	2690.
14.00	2039.	4312.	79.	6271.	2815.
15.00	2317.	4595.	85.	6827.	3071.
15.50	2463.	4736.	88.	7111.	3203.
16.00	2613.	4877.	90.	7400.	3337.
16.50	2768.	5019.	93.	7693.	3473.
17.00	2927.	5160.	96.	7991.	3611.
17.50	3090.	5301.	99.	8293.	3751.
18.00	3258.	5443.	102.	8599.	3894.
18.50	3430.	5584.	105.	8910.	4039.
19.00	3607.	5726.	107.	9225.	4186.
19.50	3788.	5867.	110.	9545.	4335.
20.00	3974.	6008.	113.	9869.	4486.
20.50	4164.	6150.	116.	10198.	4640.
21.00	4358.	6291.	119.	10531.	4796.
21.50	4557.	6432.	122.	10868.	4954.
22.00	4760.	6560.	124.	11196.	5108.
22.50	4968.	6560.	127.	11400.	5209.
23.00	5180.	6560.	130.	11610.	5312.
23.50	5396.	6560.	133.	11823.	5417.
24.00	5617.	6560.	136.	12041.	5525.
24.50	5843.	6560.	139.	12264.	5635.
25.00	6072.	6560.	141.	12491.	5747.
25.50	6307.	6560.	144.	12722.	5861.
26.00	6545.	6560.	147.	12958.	5978.
26.50	6788.	6560.	150.	13198.	6096.
27.00	7036.	6560.	153.	13443.	6217.
27.50	7287.	6560.	156.	13692.	6340.
28.00	7544.	6560.	158.	13945.	6466.
28.50	7804.	6560.	161.	14203.	6593.
29.00	8069.	6560.	164.	14465.	6723.
29.50	8339.	6560.	167.	14732.	6855.
30.00	8613.	6560.	170.	15003.	6989.
30.50	8891.	6560.	172.	15278.	7125.
31.00	9173.	6560.	175.	15558.	7263.
31.50	9456.	6560.	178.	15838.	7402.
32.00	9739.	6560.	181.	16118.	7540.

VI18 – Ponte Fornace – PONTE dal km 38+413.00
al km 38+443.00 Spalle - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	22 D 11	CL	VI1800 001	A	18 di 88

32.50	10022.	6560.	184.	16397.	7679.
33.00	10304.	6560.	187.	16677.	7818.

Lp = Lunghezza utile del palo
 Ql1 = Portata laterale limite
 Qb1 = Portata di base limite
 Wp = Peso efficace del palo
 Qu = Portata totale limite
 Qd = Portata di progetto = $Ql1/FS,1 + Qb1/FS,b - Wp$

Tabella 2 – VI18 - Capacità portante palo D=1200mm - A1+M1+R3 trazione

LINEA NAPOLI-BARI TRATTA CANCELLO-BENEVENTO FRASSO-VITULANO

VI16 palo D1200mm -SLU A1+M1+R3 trazione

STAMPA capacita' portante e relativi contributi

Lp m	Ql1 kN	Qb1 kN	Wp kN	Qu kN	Qd kN
.00	0.	0.	0.	0.	0.
.50	14.	0.	-8.	22.	15.
1.00	31.	0.	-17.	48.	32.
1.50	51.	0.	-25.	76.	50.
2.00	74.	0.	-34.	108.	69.
2.50	100.	0.	-42.	143.	90.
3.00	129.	0.	-51.	180.	113.
3.50	162.	0.	-59.	221.	136.
4.00	197.	0.	-68.	265.	162.
4.50	236.	0.	-76.	312.	189.
5.00	277.	0.	-85.	362.	217.
5.50	322.	0.	-93.	416.	247.
6.00	374.	0.	-102.	475.	280.
6.50	429.	0.	-110.	539.	314.
7.00	488.	0.	-119.	606.	351.
7.50	550.	0.	-127.	678.	389.
8.00	617.	0.	-136.	752.	429.
8.50	686.	0.	-144.	831.	471.
9.00	760.	0.	-153.	913.	515.
9.50	837.	0.	-161.	999.	560.
10.00	918.	0.	-170.	1088.	607.
10.50	1003.	0.	-178.	1181.	656.
11.00	1091.	0.	-187.	1278.	706.
11.50	1184.	0.	-195.	1379.	759.
12.00	1279.	0.	-204.	1483.	813.
12.50	1379.	0.	-212.	1591.	869.
13.00	1482.	0.	-221.	1702.	926.
13.50	1589.	0.	-229.	1818.	985.
14.00	1699.	0.	-238.	1936.	1047.
14.50	1813.	0.	-246.	2059.	1109.
15.00	1931.	0.	-254.	2185.	1174.
15.50	2052.	0.	-263.	2315.	1240.
16.00	2178.	0.	-271.	2449.	1308.
16.50	2306.	0.	-280.	2586.	1378.
17.00	2439.	0.	-288.	2727.	1450.
17.50	2575.	0.	-297.	2872.	1523.
18.00	2715.	0.	-305.	3020.	1598.
18.50	2859.	0.	-314.	3173.	1675.
19.00	3006.	0.	-322.	3328.	1754.
19.50	3157.	0.	-331.	3488.	1834.
20.00	3312.	0.	-339.	3651.	1916.
20.50	3470.	0.	-348.	3818.	2000.
21.00	3632.	0.	-356.	3988.	2086.
21.50	3798.	0.	-365.	4162.	2173.
22.00	3967.	0.	-373.	4340.	2262.
22.50	4140.	0.	-382.	4522.	2353.
23.00	4317.	0.	-390.	4707.	2446.
23.50	4497.	0.	-399.	4896.	2540.
24.00	4681.	0.	-407.	5088.	2636.
24.50	4869.	0.	-416.	5285.	2734.
25.00	5060.	0.	-424.	5484.	2834.
25.50	5256.	0.	-433.	5688.	2935.
26.00	5454.	0.	-441.	5895.	3038.
26.50	5657.	0.	-450.	6106.	3143.

VI18 – Ponte Fornace – PONTE dal km 38+413.00
al km 38+443.00 Spalle - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	22 D 11	CL	VI1800 001	A	19 di 88

27.00	5863.	0.	-458.	6321.	3250.
27.50	6073.	0.	-467.	6539.	3358.
28.00	6286.	0.	-475.	6761.	3469.
28.50	6504.	0.	-483.	6987.	3580.
29.00	6725.	0.	-492.	7216.	3694.
29.50	6949.	0.	-500.	7450.	3810.
30.00	7177.	0.	-509.	7686.	3927.
30.50	7409.	0.	-517.	7927.	4046.
31.00	7645.	0.	-526.	8171.	4166.
31.50	7884.	0.	-534.	8419.	4289.
32.00	8127.	0.	-543.	8670.	4413.
32.50	8374.	0.	-551.	8925.	4539.
33.00	8624.	0.	-560.	9184.	4667.

Lp = Lunghezza utile del palo
 Ql1 = Portata laterale limite
 Qbl = Portata di base limite
 Wp = Peso efficace del palo
 Qu = Portata totale limite
 Qd = Portata di progetto = $Q_{l1}/FS,1 + Q_{bl}/FS,b - W_p$

4.3 COEFFICIENTE α

Nella Relazione Geotecnica Generale già citata in precedenza, è riportata la valutazione del parametro alfa (α) per le varie situazioni stratigrafiche caratteristiche del tracciato, tra cui l'area interessata dalla realizzazione dell'opera in esame; in funzione dei risultati ottenuti si è ritenuto di assumere, ai fini progettuali, un valore del coefficiente α pari a **2.6m**

	ITINERARIO NAPOLI-BARI. RADDOPPIO TRATTA CANCELLO - BENEVENTO. II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO - VITULANO. 2° LOTTO FUNZIONALE TELESE - SAN LORENZO.					
	V118 – Ponte Fornace – PONTE dal km 38+413.00 al km 38+443.00 Spalle - Relazione di calcolo	COMMESSA IF0H	LOTTO 22 D 11	CODIFICA CL	DOCUMENTO VI1800 001	REV. A

4.4 CARICO LIMITE PER AZIONI ORIZZONTALI

Per le fondazioni in esame, vista la presenza di una stratigrafia piuttosto variabile con la profondità in cui si intercalano incoerenti e coesivi e la presenza di carichi orizzontali piuttosto elevati in condizioni sismiche, le verifiche a carico limite orizzontale sono state svolte con programma FEM non lineare, considerando negli altri strati di terreno curve P-Y non lineari, definibili lungo il fusto del palo e resistenze variabili. La teoria di Broms è comunque applicabile però impone semplificazioni (ad esempio unico tipo di terreno) che rendono ancora più restrittiva la verifica, mentre l'utilizzo di una legge P-Y di mobilitazione non lineare, di tipo iperbolico per la valutazione della pressione orizzontale limite, meglio descrive il comportamento dei terreni in esame.

Il palo, in testa è stato vincolato alla rotazione ($\varphi=0$ rotazione impedita) ed è stato applicato un carico orizzontale (H) via via incrementato, mobilitando man mano la resistenza laterale disponibile fino a raggiungere il momento di prima plasticizzazione della sezione lungo il palo.

La verifica a carico limite è stata svolta incrementando il carico orizzontale man mano fino ad un carico massimo pari al taglio massimo (T_{max} , SLU) per il coefficiente di sicurezza FS. Il fattore di sicurezza per la verifica a carico orizzontale è valutato come $FS = \gamma_T \cdot \xi_3$ (con $\gamma_T = 1.30$). Per la verifica a carico limite orizzontale, per le opere in esame, è stato assunto $\xi_3 = 1.40$, con riferimento al numero massimo di verticali di indagine eseguite su ogni sub lotto di pertinenza. Questo per i seguenti motivi:

- le verifiche vengono condotte per le condizioni di carico più gravose, che sono date dalle azioni sismiche SLU, in cui si evidenziano valori delle azioni orizzontali molto alti, decisamente maggiori rispetto alle massima azioni orizzontali in condizioni statiche SLU.
- per le singole unità geotecniche, l'insieme delle informazioni per la caratterizzazione geotecnica del terreno deriva anche dall'analisi di tutte le prove in sito ed in laboratorio del singolo sub lotto, dettagliate sulle indagini locali in corrispondenza dell'opera principalmente per la definizione della stratigrafia.

5) CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO

Nel seguente paragrafo è riportata la valutazione dei parametri di pericolosità sismica utili alla determinazione delle azioni sismiche di progetto dell'opera cui si riferisce il presente documento, in accordo a quanto specificato a riguardo dal D.M. 14 gennaio 2008 e relativa circolare applicativa.

L'opera in questione rientra in particolare nell'ambito del Progetto di Raddoppio della tratta Ferroviaria Frasso Telesino – Vitulano, che si sviluppa per circa 30Km, da ovest verso est, attraversando il territorio di diverse località tra cui Dugenta/Frasso (BN), Amorosi (BN), Telese(BN), Solopaca(BN), San Lorenzo Maggiore(BN), Ponte(BN), Torrecuso(BN), Vitulano (BN) Benevento – Località Roseto (BN).

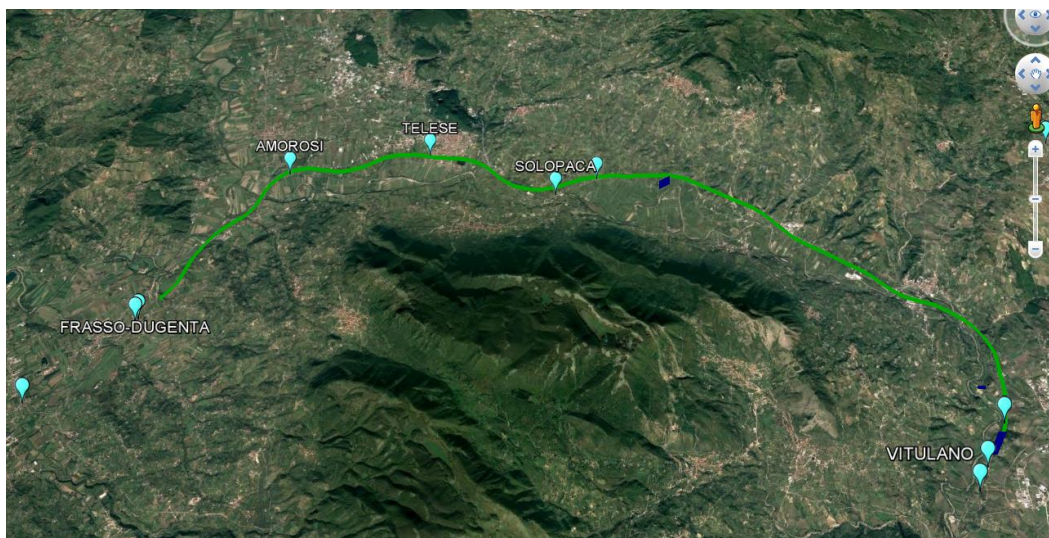


Figura 2 – Configurazione planimetrica tracciato

In considerazione della variabilità dei parametri di pericolosità sismica con la localizzazione geografica del sito, ed allo scopo di individuare dei tratti omogenei nell'ambito dei quali assumere costanti detti parametri, si è provveduto a suddividere il tracciato in tre sottozone sismiche, a seguito di un esame generale del livello pericolosità sismica dell'area che evidenzia un graduale incremento dell'intensità sismica da ovest verso est; nella fattispecie le zone sismiche "omogenee" individuate, sono quelle di seguito elencate:

Zona S1 : da pk 16+500 a pk 22+500 (Dugenta/Frasso – Amorosi)

Zona S2 : da pk 22+500 a pk 30+000 (Amorosi – Solopaca)

Zona S3 : da pk 30+000 a pk 46+577 (Solopaca-Ponte-Vitulano)

	ITINERARIO NAPOLI-BARI. RADDOPPIO TRATTA CANCELLO - BENEVENTO. II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO - VITULANO. 2° LOTTO FUNZIONALE TELESE - SAN LORENZO.					
	V118 – Ponte Fornace – PONTE dal km 38+413.00 al km 38+443.00 Spalle - Relazione di calcolo	COMMESSA IF0H	LOTTO 22 D 11	CODIFICA CL	DOCUMENTO VI1800 001	REV. A

Per ciascuna zona, sono stati dunque individuati, in funzione del periodo di riferimento dell'azione sismica (VR), i parametri di pericolosità sismica (ag/g, F0 e Tc*) rappresentativi delle più severe condizioni di pericolosità riscontrabili lungo il tratto di riferimento, assumendo in particolare come riferimento le seguenti Località

Zona S1 : Amorosi (BN)

Zona S2 : Solopaca (BN)

Zona S3 : Ponte (BN)

Nei paragrafi seguenti è riportata la valutazione dei parametri di pericolosità sismica per ciascuna delle località di riferimento.

L'opera in esame ricade nella zona sismica denominata Zona S3

5.1 Vita Nominale e Classe d'uso dell'Opera

Per la valutazione dei parametri di pericolosità sismica è necessario definire, oltre alla localizzazione geografica del sito, la Vita nominale dell'opera strutturale (VN), intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purchè soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata, e la Classe d'Uso a cui è associato un coefficiente d'uso (CU)

La vita nominale delle infrastrutture ferroviarie può, di norma, assumersi come indicato nella seguente tabella.

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale V _N [anni]
1	Opere nuove su infrastrutture ferroviarie progettate con le norme vigenti prima del DM14/1/2008 a velocità convenzionale V<250 Km/h	50
2	Altre opere nuove a velocità V<250 Km/h	75
3	Altre opere nuove a velocità V>250 Km/h	100
4	Opere di grandi dimensioni: ponti e viadotti con campate di luce maggiore di 150 m	≥100

Per l'opera in oggetto si considera una vita nominale VN = 75 anni (categoria 2)

Riguardo invece la Classe d'Uso, il Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008, individua le seguenti quattro categorie

- Classe I: costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
- Classe II: costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe III o in Classe IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
- Classe III: costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
- Classe IV: costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione di strade", e di tipo quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti o reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

All' opera in oggetto corrisponde pertanto una Classe III a cui è associato un coefficiente d'uso pari a (NTC – Tabella 2.4.II):

$$C_u = 1.5$$

I parametri di pericolosità sismica vengono quindi valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava per ciascun tipo di costruzione, moltiplicando la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_u , ovvero:

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

Pertanto, per l'opera in oggetto, il periodo di riferimento è pari a $V_R = 75 \times 1.5 = 112.5$ anni

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	ITINERARIO NAPOLI-BARI. RADDOPPIO TRATTA CANCELLO - BENEVENTO. II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO - VITULANO. 2° LOTTO FUNZIONALE TELESE - SAN LORENZO.					
	V118 – Ponte Fornace – PONTE dal km 38+413.00 al km 38+443.00 Spalle - Relazione di calcolo	COMMESSA IF0H	LOTTO 22 D 11	CODIFICA CL	DOCUMENTO V11800 001	REV. A

5.2 Parametri di pericolosità sismica

La valutazione dei parametri di pericolosità sismica, che ai sensi del D.M. 14-01-2008, costituiscono il dato base per la determinazione delle azioni sismiche di progetto su una costruzione (forme spettrali e/o forze inerziali) dipendono, come già in parte anticipato in precedenza, dalla localizzazione geografica del sito, dalle caratteristiche della costruzione (Periodo di riferimento per valutazione azione sismica / VR) oltre che dallo Stato Limite di riferimento/Periodo di ritorno dell'azione sismica.

Il DM 14.01.08 definisce in particolare la pericolosità sismica di un sito attraverso i seguenti parametri::

- **ag/g**: accelerazione orizzontale relativa massima al suolo, su sito di riferimento rigido;
- **Fo**: valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- **T_c***: periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Per quanto detto al precedente paragrafo, risulta:

Localizzazione Geografica : Amorosi (BN), Solopaca (BN), Ponte (BN)

Periodo di riferimento Azione sismica $V_R = 112.5$ anni,

Riguardo, infine gli stati limite di verifica/periodo di ritorno dell'azione sismica, la normativa individua in particolare 4 situazioni tipiche riferendosi alle prestazioni che la costruzione nel suo complesso deve poter espletare, riferendosi sia agli elementi strutturali, che a quelli non strutturali / impianti, come di seguito descritto:

- **Stato Limite di Operatività (SLO)**: a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
- **Stato Limite di Danno (SLD)**: a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile all'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

- **Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV):** a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture o crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione invece conserva una parte della resistenza e della rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche
- **Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC):** a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

A ciascuno stato limite di verifica è quindi associata una probabilità di superamento P_{VR} nel periodo di riferimento V_R , secondo quanto indicato nel seguito:

Stati Limite		P_{VR} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Tab. 3.2.1 DM 14.01.08

A ciascuna probabilità di superamento P_{VR} è quindi associato un Periodo di Ritorno dell'azione sismica T_R , valutabile attraverso la seguente relazione:

$$T_R = - V_R / \ln(1-P_{VR}) \quad (\text{periodo di ritorno dell'azione sismica})$$

Nel caso in esame risulta dunque, con riferimento ai diversi stati limite :

SLATO LIMITE	T_R [anni]
SLO	68
SLD	113
SLV	1068
SLC	2193

Zona S1 da pk 16+500 a pk 22+500 (Dugenta/Frasso – Amorosi)

Di seguito si riportano i parametri di pericolosità sismica da assumere come riferimento per la determinazione delle Azioni sismiche di progetto per opere ricadenti nella parte di tracciato dell'infrastruttura individuata come zona S1:

Località : Amorosi (BN)

Località	
Comune	Amorosi
Provincia	Benevento
Regione	Campania
Latitudine	41.2042407
Longitudine	14.4648703

VR = 112.5 anni

Sulla scorta di quanto riportato in Allegato A delle Norme Tecniche per le costruzioni DM 14.01.08, si ottiene:



SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	68	0.078	2.428	0.324
SLD	113	0.099	2.440	0.340
SLV	1068	0.273	2.352	0.419
SLC	2193	0.357	2.394	0.433

Tabella di riepilogo Parametri di pericolosità sismica zona S1

Zona S2 da pk 22+500 a pk 30+000 (Amorosi – Solopaca)

V118 – Ponte Fornace – PONTE dal km 38+413.00
al km 38+443.00 Spalle - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	22 D 11	CL	V11800 001	A	27 di 88

Di seguito si riportano i parametri di pericolosità sismica da assumere come riferimento per la determinazione delle Azioni sismiche di progetto per opere ricadenti nella parte di tracciato dell'infrastruttura individuata come zona S2:

Località : Solopaca (BN)

Località	
Comune	Solopaca
Provincia	Benevento
Regione	Campania
Latitudine	41,1937370
Longitudine	14,5550380

$V_R = 112.5$ anni

Sulla scorta di quanto riportato in Allegato A delle Norme Tecniche per le costruzioni DM 14.01.08, si ottiene:



SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	68	0.088	2.368	0.316
SLD	113	0.113	2.377	0.331
SLV	1068	0.322	2.346	0.401
SLC	2193	0.419	2.430	0.425

Tabella di riepilogo Parametri di pericolosità sismica zona S2

Zona S3 da pk 30+000 a pk 46+577 (Solopaca-Ponte-Vitulano)

V118 – Ponte Fornace – PONTE dal km 38+413.00
al km 38+443.00 Spalle - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	22 D 11	CL	V11800 001	A	28 di 88

Di seguito si riportano i parametri di pericolosità sismica da assumere come riferimento per la determinazione delle Azioni sismiche di progetto per opere ricadenti nella parte di tracciato dell'infrastruttura individuata come zona **S2**:

Località : Ponte (BN)

Località

Comune: Ponte

Provincia: Benevento

Regione: Campania

Latitudine: 41,2139730

Longitudine: 14,6935400

$V_R = 112.5$ anni

Sulla scorta di quanto riportato in Allegato A delle Norme Tecniche per le costruzioni DM 14.01.08, si ottiene:



SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	68	0.097	2.343	0.310
SLD	113	0.127	2.332	0.326
SLV	1068	0.367	2.346	0.395
SLC	2193	0.473	2.445	0.427

Tabella di riepilogo Parametri di pericolosità sismica zona S3

L'opera in esame ricade nella zona sismica denominata S3.

5.3 Categoria di sottosuolo e categoria topografica

Le Categoria di Sottosuolo e le Condizioni Topografiche sono valutate come descritte al punto 3.2.2 del DM 14.01.08, ovvero:

Tabella 3.2.II – *Categorie di sottosuolo*

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

Tabella 3.2.III – *Categorie aggiuntive di sottosuolo.*

Categoria	Descrizione
S1	Depositati di terreni caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 100 m/s (ovvero $10 < c_{u,30} < 20$ kPa), che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche.
S2	Depositati di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti.

Tabella 3.2.IV – *Categorie topografiche*

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

Tabella di riepilogo Categoria di Sottosuolo e Topografiche DM 14.01.08

Note la Categoria di Sottosuolo e le Condizioni Topografiche, la costruzione degli spettri passa infine attraverso la definizione dei coefficienti di Amplificazione Stratigrafica (S_S e C_C) e Topografica (S_T), mediante le indicazioni di cui alle tab 3.2.V e 3.2.VI del DM 14.01.08, che si ripropongono nel seguito per chiarezza espositiva:

Tabella 3.2.V – Espressioni di S_S e di C_C

Categoria sottosuolo	S_S	C_C
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Tabella 3.2.VI – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

Per il caso in esame, come riportato all'interno della relazione geotecnica e di calcolo del lotto in esame (lotto1) (cod. elaborato IF0H02D 11CLGE0001004A), risulta una categoria di sottosuolo di tipo B e una classe Topografica T1.

6) ANALISI DEI CARICHI

6.1 Carichi provenienti dall'impalcato

6.1.1 Pesì permanenti strutturali e non strutturali

G1 (Permanenti strutturali)

Soletta impalcato:

$$\gamma_{ca} = 25 \text{ KN/m}^3$$

$$A_{ca} = 6.75 \text{ m}^2 \quad (\text{Area soletta impalcato})$$

Carpenteria metallica:

$$i = 3.5 \text{ KN/m}^2 \quad (\text{Incidenza carpenteria metallica})$$

$$L_{trav} = 13.7 \text{ m} \quad (\text{Lunghezza trasversale impalcato})$$

$$\text{Tot G1} = 216.7 \text{ KN/m} \quad (\text{peso complessivo struttura impalcato per metro in direzione longitudinale})$$

N	ML	MT	TL	TT	
[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	
3250.50	0	0	0	0	Scarichi su spalla mobile
3250.50	0	0	0	0	Scarichi su spalla fissa

G2 (Permanenti non strutturali)

Ballast/Armamento

$$\gamma_{armam} = 18 \text{ KN/m}^3$$

$$L = 8.20 \text{ m} \quad (\text{lunghezza complessiva trasversale})$$

$$s = 0.80 \text{ m} \quad (\text{spessore})$$

$$G2a = 118.1 \text{ KN/m} \quad (\text{peso complessivo armamento a metro lineare in direzione longitudinale})$$

Impermeabilizzazione e Massetto di protezione

$$\gamma_{mass} = 21 \text{ KN/m}^3$$

$$L = 11.70 \text{ m} \quad (\text{lunghezza complessiva trasversale})$$

$$s = 0.05 \text{ m} \quad (\text{spessore})$$

$$G2b = 12.3 \text{ KN/m} \quad (\text{peso complessivo armamento a metro lineare in direzione longitudinale})$$

V118 – Ponte Fornace – PONTE dal km 38+413.00
al km 38+443.00 Spalle - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	22 D 11	CL	V11800 001	A	32 di 88

Canalette portacavi

$G2c = 5.0$ KN/m (peso complessivo canalette portacavi (n°2) a metro lineare in direzione longitudinale)

Velette in c.a. a margine impalcato

$G2d = 3.0$ KN/m (peso complessivo velette a margine impalcato per metro lineare in direzione longitudinale.)

Barriere Antirumore

Si fa riferimento cautelativamente al caso di doppia barriera, anche se non contemplato attualmente dal progetto, in previsione di eventuali future integrazioni degli interventi di mitigazione acustica

$p_{barr} = 4.0$ KN/m² (peso barriera a metro quadro)

$hb = 5.05$ m (Barriera H4)

$nb = 2$ (n° barriere previste)

$G2e = 40.4$ KN/m (peso complessivo barriere antirumore a metro lineare in direzione longitudinale.)

tot.G2 = 178.8 KN/m (Carico permanente complessivo non strutturale per metro in direzione longitudinale)

N	ML	MT	TL	TT	
[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	
2681.84	0	0	0	0	Scarichi su spalla mobile
2681.84	0	0	0	0	Scarichi su spalla fissa

Ai fini della valutazione delle azioni agenti sugli elementi strutturali costituenti la spalla vengono inoltre considerati il peso proprio della spalla (calcolato considerando un peso specifico del calcestruzzo di 25 kN/m³) e il peso del terreno compreso tra i muri andatori.

6.1.2 Carichi variabili sui marciapiedi

V118 – Ponte Fornace – PONTE dal km 38+413.00
al km 38+443.00 Spalle - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	22 D 11	CL	V11800 001	A	33 di 88

Qm(Carico Variabile sui marciapiedi)

Lm =

1.75

 m (larghezza trasversale singolo marciapiede)
q13=

10.00

 KN/m² (carico variabile per unità di superficie zona marciapiedi)

tot.Qm 1=

17.5

 KN/m (carico variabile sui marciapiedi per metro lineare longitudinale 1 marciapiede carico)
et(m) =

5.20

 m eccentricità trasversale di calcolo

Qm1 (1 Marciapiedi carico)

N	ML	MT	TL	TT	
[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	
262.50	0.0	1365.0	0.0	0.0	Scarichi su spalla mobile
262.50	0.0	1365.0	0.0	0.0	Scarichi su spalla fissa

tot.Qm 2 =

35.0

 KN/m (carico variabile sui marciapiedi per metro lineare longitudinale 2 marciapiedi carichi)
et(m) =

0.10

 m eccentricità trasversale di calcolo

Qm2 (2 Marciapiedi carichi)

N	ML	MT	TL	TT	
[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	
525.00	0.0	52.5	0.0	0.0	Scarichi su spalla mobile
525.00	0.0	52.5	0.0	0.0	Scarichi su spalla fissa

6.1.1 Carichi variabili da traffico

6.1.1.1 Azioni da traffico ferroviario

Per la valutazione delle azioni da traffico ferroviario trasmesse dall'impalcato alle spalle si è fatto riferimento ai modelli di carico previsti dalle norme.

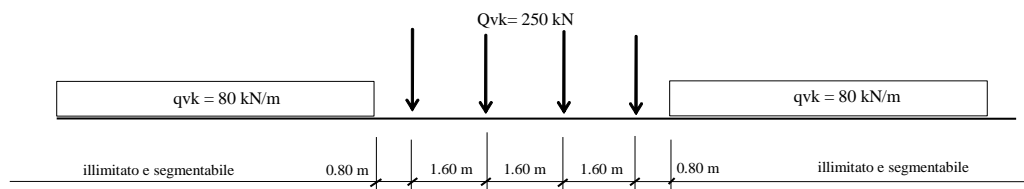
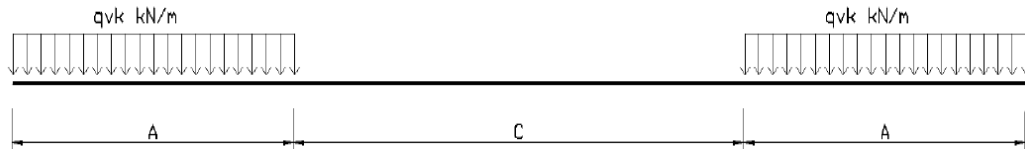


Figura 3 – Modello di carico LM71



Tipo di carico	Q_{vk} [kN/m]	A [m]	C [m]
SW/0	133	15,00	5,30
SW/2	150	25,00	7,00

Tab. 5.2.I. caratteristiche treni di carico SW

Figura 4 – Modello di carico SW

In particolare si sono considerati i carichi equivalenti (taglianti e flettenti) previsti dalle norme ferroviarie RFI DTC SI PS MA IFS 001 A in funzione della luce di impalcato netta. Tali carichi sono comprensivi del coefficiente di adattamento α .

LM71X1,1

Carico Equivalente Tagliante:	130.0	KN/m
Carico Equivalente flettente:	124.0	KN/m

SW0X1,1

Carico Equivalente Tagliante:	128.0	KN/m
Carico Equivalente flettente:	115.6	KN/m

SW2X1,0

Carico Equivalente Tagliante:	150.1	KN/m
Carico Equivalente flettente:	150.1	KN/m

tot.Q1,1a =	130.0	KN/m
et(m) =	1.68	m

(Condizione 1 binari carichi con LM71) ▲
(eccentricità trasversale rispetto al baricentro impalcato 1600+1435/18)

tot.Q1,1b =	150.1	KN/m
et(m) =	1.68	m

(Condizione 1 binari carichi con sw2) ▲
(eccentricità trasversale rispetto al baricentro impalcato 1600+1435/18)

tot.Q1,2a =	260.0	KN/m
et(m) =	0.08	m

(Condizione 2 binari carichi con LM71) ▲
(eccentricità trasversale rispetto al baricentro impalcato 1435/18)

tot.Q1,2b =	280.1	KN/m
et(m) =	0.08	m

(Condizione 1 binario carico con LM71+1 binario con SW2- gruppo carico 1/3) ▲
(eccentricità trasversale rispetto al baricentro impalcato 1,435/18)

6.1.1.2 Incremento dinamico

Trattandosi di Viadotto con velocità di percorrenza non superiore a 160 Km/h con frequenza propria della struttura ricadente all'interno del prospetto indicato in figura 5.2.7 del D.M. 14/01/2008, si utilizzano i valori dei coefficienti dinamici definiti al paragrafo 5.2.2.3.3 D.M. 14/01/2008 per linee con ridotto standard manutentivo.

La lunghezza caratteristica L_ϕ per questa tipologia di impalcato è proprio pari alla luce di progetto del ponte. Quindi considerando una linea con normale standard manutentivo, il coefficiente di incremento dinamico si calcola secondo l'espressione:

$$\Phi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{L_\phi - 0,2}} + 0,73 \text{ con la limitazione } 1,00 \leq \Phi_3 \leq 2,00$$

quindi:

- Coefficiente dinamico per impalcato di luce $L=30.00\text{m}$: $\phi_3 = 1.15$

In definitiva gli scarichi sulle sottostrutture sono pari a:

$$Q_{1,1a} \times \Phi 3 = \begin{matrix} 149.6 \\ 1.68 \end{matrix} \begin{matrix} \text{KN/m} \\ \text{m} \end{matrix}$$

Q1,1a (1 LM71)

N	ML	MT	TL	TT	
[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	
2244.69	0	3771.07	0	0	Scarichi su spalla mobile
2244.69	0	3771.07	0	0	Scarichi su spalla fissa

$$Q_{1,1b} \times \Phi 3 = \begin{matrix} 172.8 \\ 1.68 \end{matrix} \begin{matrix} \text{KN/m} \\ \text{m} \end{matrix}$$

Q1,1b (1 sw2)

N	ML	MT	TL	TT	
[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	
2591.58	0	4353.85	0	0	Scarichi su spalla mobile
2591.58	0	4353.85	0	0	Scarichi su spalla fissa

$$Q_{1,2a} \times \Phi 3 = \begin{matrix} 299.29 \\ 0.08 \end{matrix} \begin{matrix} \\ \text{m} \end{matrix}$$

Q1,2a (2 LM71)

N	ML	MT	TL	TT	
[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	
4489.37	0	359.15	0	0	Scarichi su spalla mobile
4489.37	0	359.15	0	0	Scarichi su spalla fissa

$$Q_{1,2b} \times \Phi 3 = \begin{matrix} 322.4 \\ 0.08 \end{matrix} \begin{matrix} \text{KN/m} \\ \text{m} \end{matrix} \quad \text{Eccentricità LM71 (rispetto asse binario)}$$

Q1,2b (1 LM71 + 1 SW2)

N	ML	MT	TL	TT	
[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	
4836.26	0	386.90	0	0	Scarichi su spalla mobile
4836.26	0	386.90	0	0	Scarichi su spalla fissa

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	ITINERARIO NAPOLI-BARI. RADDOPPIO TRATTA CANCELLO - BENEVENTO. II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO - VITULANO. 2° LOTTO FUNZIONALE TELESE - SAN LORENZO.					
	VI18 – Ponte Fornace – PONTE dal km 38+413.00 al km 38+443.00 Spalle - Relazione di calcolo	COMMESSA IF0H	LOTTO 22 D 11	CODIFICA CL	DOCUMENTO VI1800 001	REV. A

6.1.1.3 Contemporaneità dei treni sui binari

La contemporaneità dei treni sui due binari, è stata considerata con riferimento alla condizione di traffico pesante. Come si vedrà in seguito, sono state considerate combinazioni di carico che prevedono anche solo un binario carico, ai fini di massimizzare il momento in direzione trasversale agente in testa alle sottostrutture.

6.1.2 Azioni orizzontali da avviamento / frenatura

I valori caratteristici da considerare, da moltiplicare per i coefficienti di adattamento α , sono:

Avviamento:

$$Q_{1a,k} = 33 \text{ [kN/m]} \times L \text{ [m]} \leq 1000 \text{ KN per modelli di carico LM71, SW/0, SW/2}$$

Frenatura:

$$Q_{1b,k} = 20 \text{ [kN/m]} \times L \text{ [m]} \leq 6000 \text{ KN per modelli di carico LM71, SW/0}$$

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

Nel caso di ponti a doppio binario si devono considerare due treni in transito in versi opposti, uno in fase di avviamento, l'altro in fase di frenatura.

6.1.3 Forza centrifuga

Le forze centrifughe sono state calcolate con $f = 1$ dato che la velocità di progetto pari 100km/h è inferiore a 120km/h.

$$Q_{tk} = \frac{v^2}{g \cdot r} (f \cdot Q_{vk}) = \frac{V^2}{127 \cdot r} (f \cdot Q_{vk}) \quad (5.2.9.a)$$

$$q_{tk} = \frac{v^2}{g \cdot r} (f \cdot q_{vk}) = \frac{V^2}{127 \cdot r} (f \cdot q_{vk}) \quad (5.2.9.b)$$

Si distinguono i carichi per LM71 e SW2, calcolati in funzione dei carichi equivalenti flettente e tagliante. Nel caso in esame l'azione centrifuga è nulla in quanto il viadotto si sviluppa in rettilineo.

6.1.4 Serpeggio

L'azione laterale associata al serpeggio è definita al par. 1.4.3.2 delle Istruzioni per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari, che riprende il par. 5.2.2.4.2 del DM 14.1.2008, ed equivale ad una forza concentrata agente orizzontalmente, applicata alla sommità della rotaia più alta, perpendicolarmente all'asse del binario, del valore di 100 kN. Tale valore deve essere moltiplicato per il coefficiente di adattamento α .

$Q_s =$	100.00	KN	(carico da serpeggiomanuale RFI)
α LM71	1.1		(coefficiente di adattamento)
$ev(m) =$	3.50	m	(eccentricità verticale rispetto testa muro frontale)

QS1 (1 TRENO)

N	ML	MT	TL	TT	
[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	
0.00	0.0	385.0	0.0	110.0	Scarichi su spalla mobile
0.00	0.0	385.0	0.0	110.0	Scarichi su spalla fissa

QS2 (2 TRENI)

N	ML	MT	TL	TT	
[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	
0.00	0.0	770.0	0.0	220.0	Scarichi su spalla mobile
0.00	0.0	770.0	0.0	220.0	Scarichi su spalla fissa

6.1.5 Azioni parassite dei vincoli

Le resistenze parassite dei vincoli sono valutate sulla base del paragrafo 2.5.1.6.3 delle norme RFI con riferimento al caso di viadotti a trave semplicemente appoggiati:

- Spalle: $F_a = f \cdot (V_g + V_q)$;
- Pile: facendo riferimento all'apparecchio d'appoggio maggiormente caricato fra i due presenti sulla pila, si considererà agente $F_a = f \cdot (0,20 \cdot V_g + V_q)$

Dove:

V_g = Reazione verticale massima associata ai carichi permanenti;

V_q = Reazione verticale massima associata ai carichi mobili dinamizzati.

Nel caso in esame le azioni trasmesse alle sottostrutture sono pari a:

VI18 – Ponte Fornace – PONTE dal km 38+413.00
al km 38+443.00 Spalle - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	22 D 11	CL	VI1800 001	A	39 di 88

$$f = 0.04$$

Vg1 (KN)	Vg2 (KN)
3250.50	2681.84

VQ1-1a (KN)	VQ1-1b (KN)	VQ1-2a(KN)	VQ1-2b(KN)	VQm1(KN)	VQm2(KN)
(1LM71)	(1SW2)	(2LM71)	(1LM71+SW2)	1 marciapiedi	2 marciapiedi
2244.69	2591.58	4489.37	4836.26	262.50	525.00

QP1a (azione su spalla mobile) 1 LM71+1MARC

TL	337.58	KN	SLE
TL	479.23	KN	SLU
TL	255.25	KN	SISMA

QP1b (azione su spalla mobile) 1 SW2 + 1 MARC

TL	351.46	KN	SLE
TL	499.35	KN	SLU
TL	258.03	KN	SISMA

QP2a (azione su spalla mobile) 2 LM71 + 2 marc

TL	437.87	KN	SLE
TL	622.02	KN	SLU
TL	273.21	KN	SISMA

QP2b (azione su spalla mobile) 1 LM71 + 1SW2 + 2 marc

TL	451.74	KN	SLE
TL	642.14	KN	SLU
TL	275.98	KN	SISMA

Si specifica che i valori di sollecitazioni (TL) precedentemente riportati, per ciascuno dei casi esaminati, contemplano già i coefficienti di combinazione e/o partecipazioni proprie delle Vg e Vq da considerare per ciascuno stato limite di verifica:

Coefficienti di Combinazione e di partecipazione

$\gamma_{G1} =$	1,35	
$\gamma_{G2} =$	1,5	
$\gamma_{Q1} =$	1,45	carico ferroviario
$\gamma_{Qm} =$	1,5	carico marciapiedi

(SLE rara /SLU)

$\psi_o =$	-
$\psi_o =$	-
$\psi_o =$	1
$\psi_o =$	0,8

(Sisma)

$\psi_2 =$	-
$\psi_2 =$	-
$\psi_2 =$	0,2
$\psi_2 =$	0

6.1.6 Azioni da Vento

Il calcolo dell'azione del vento è condotto secondo le indicazioni del par. 3.3 del DM 14.01.2008, in cui l'effetto di tale evento è modellato, ai fini del calcolo strutturale, con una pressione normale e/o tangenziale sulla superficie di impatto effettiva o convenzionale, valutate mediante le espressioni 3.3.2 e 3.3.3 dello stesso DM, ovvero:

$p_v = q_b \times c_e \times c_p \times c_d$	(pressione normale)
$p_f = q_b \times c_e \times c_f$	(azione tangente)

Essendo:

q_b : pressione cinetica di riferimento

c_e : coefficiente di esposizione

c_p : coefficiente di forma (o aerodinamico)

c_d : coefficiente dinamico

c_f : coefficiente di attrito

Per il caso dell'opera in esame, risulta in ogni caso significativa la sola azione normale che produce azioni trasversali all'impalcato e quindi alle sottostrutture.

Pressione Cinetica di riferimento - q_b

La pressione cinetica di riferimento in N/m^2 , è data dall'espressione:

$$q_b = \frac{1}{2} \rho v_b^2$$

dove

v_b è la velocità di riferimento del vento (in m/s);

ρ è la densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a $1,25 \text{ kg/m}^3$.

Occorre in primo luogo dunque determinare la velocità di riferimento del Vento $v_b(T_R)$ relativa alla Vita di riferimento dell'opera T_r , assunta pari a 75 anni, utilizzando a tal riguardo la formulazione proposta al par. C3.3.2 del DM 14/02/2008, ovvero:

$$v_b (T_R) = \alpha_R \times v_b$$

con:

$$\alpha_R = 0,75 \cdot [1 - 0,2 \cdot \ln (-\ln (1-1/ T_R))]^{0,5} = 1.023$$

La velocità di riferimento del Vento v_b , riferita ad un periodo di ritorno di 10 min in 50 anni, è data dalla 3.3.1 del DM 2008; in particolare ricadendo il sito in esame in Zona 3 ed essendo l'altitudine massima dell'intera area attraversata dal tracciato di progetto dell'infrastruttura contenuta entro i 200m circa s.l.m. risulta quanto di seguito:

Sito di Riferimento : Campania (Zona 3)

$V_{b,0}$ (m/(sec)=	27	
a_0 (m)=	500	
k_a =	0.02	
a_s (m) =	200	(Altitudine massima slm del sito ove sorge la costruzione)
V_b =	27	m/s
α_r =	1.023	
$V_b (TR)$ =	27.621	m/s
ρ =	1.25	Kg/m ³

e quindi:

$$q_b = \mathbf{476.8} \quad \text{N/m}^2 = \mathbf{0.477} \quad \text{KN/m}^2$$

Coefficiente di forma - c_p

Per la valutazione del coefficiente di forma dell'impalcato si è fatto riferimento a quanto indicato nell'EC1-4.

Nello specifico si fa riferimento ad entrambe le situazioni di *Ponte Scarico* e *Ponte carico/ con Barriera Antirumore*, considerando quest'ultimo caso ai fini delle analisi, in quanto più gravoso o comunque pressoché coincidente con il caso di presenza del convoglio.

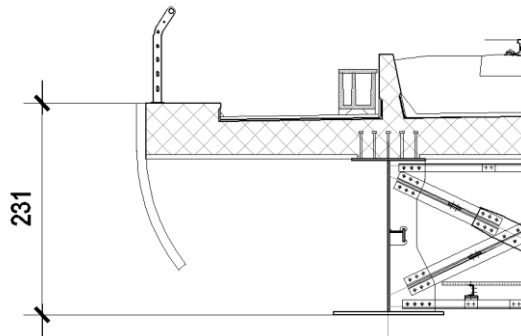
In particolare, con riferimento a quanto indicato negli schemi grafici di cui alla pagina seguente risulta:

$$d_{tot} (1) = 2.31 + 0.60 = 2.91\text{m} \quad (\text{Ponte scarico})$$

$$d_{tot} (2a) = 2.31 + 5.05 = 7.36\text{m} \quad (\text{Ponte con convoglio o Barriera antirumore su un solo lato})$$

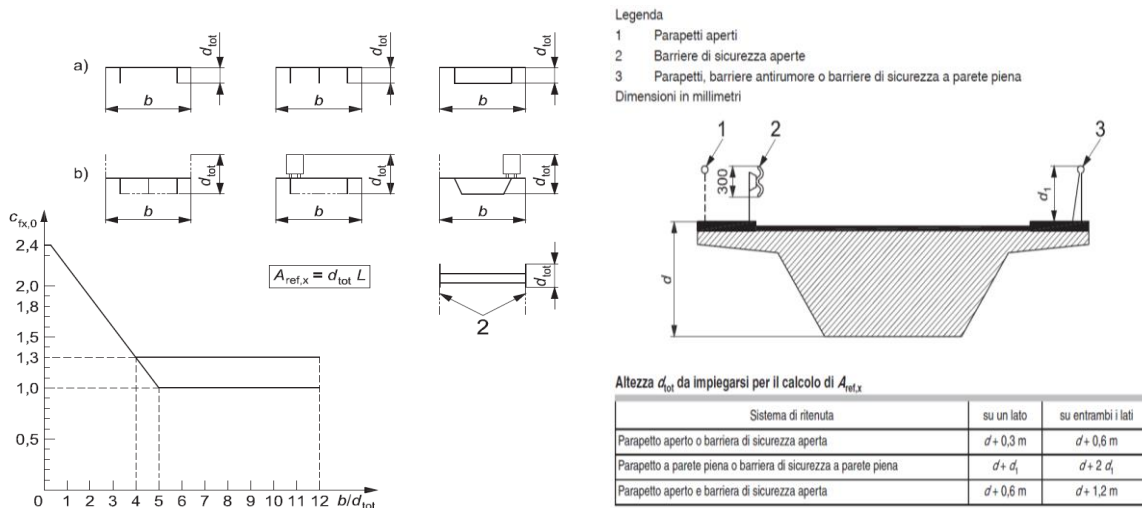
$d_{tot} (2b) = 2.31 + 2 \cdot 5.05 = 12.41 \text{ m}$ (Ponte con convoglio o Barriera antirumore su entrambi i lati)

Essendo 5.05m, l'altezza complessiva della barriera antirumore tipo H=4 prevista sulle opere d'arte e d_{tot} la dimensione complessiva da considerare ai fini del calcolo della superficie totale d'impatto



e quindi:

LUCE IMPALCATO	$A_{TOT,1}$	$A_{TOT,2a}$	$A_{TOT,2b}$
30.0	$30.0 \times 2.91 \cong 87.3 \text{ m}^2$	$30.0 \times 7.36 \cong 220.8 \text{ m}^2$	$30.0 \times 12.41 \cong 372.3 \text{ m}^2$



Riferimenti EC1-4 per la valutazione del coefficiente di forma.

Si procede dunque, nel seguito, con il calcolo dei coefficienti di forma nei tre casi in riferimento:

Calcolo coefficiente di forma per impalcato Caso 1 (rif. §8.3.1 EC1-4)

V118 – Ponte Fornace – PONTE dal km 38+413.00
al km 38+443.00 Spalle - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	22 D 11	CL	V11800 001	A	43 di 88

d_{tot} (m)	1.97	
b (m)	13,7	larghezza totale dell'impalcato
b/ d_{tot} (-)	6,95	
C_{p1} :	1,30	coefficiente di forma

Calcolo coefficiente di forma per impalcato Caso 2a (rif. §8.3.1 EC1-4)

d_{tot} (m)	6.42	
b (m)	13,7	larghezza totale dell'impalcato
b/ d_{tot} (-)	2,13	
C_{p2a} :	1,90	coefficiente di forma

Calcolo coefficiente di forma per impalcato Caso 2b (rif. §8.3.1 EC1-4)

d_{tot} (m)	11.47	altezza totale di impatto
b (m)	13,7	larghezza totale dell'impalcato
b/ d_{tot} (-)	1,20	
C_{p2b} :	2,20	coefficiente di forma

Coefficiente di esposizione – ce

Il coefficiente di esposizione, è definito al 3.3.7 del DM 14.01.08, dalle seguenti espressioni:

VI18 – Ponte Fornace – PONTE dal km 38+413.00
al km 38+443.00 Spalle - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	22 D 11	CL	VI1800 001	A	44 di 88

$$c_e(z) = k_r^2 c_t \ln(z/z_0) [7 + c_t \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{\min} \quad (3.3.5)$$

$$c_e(z) = c_e(z_{\min}) \quad \text{per } z < z_{\min}$$

dove

k_r , z_0 , z_{\min} sono assegnati in Tab. 3.3.II in funzione della categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione;

c_t è il coefficiente di topografia.

Tabella 3.3.II – Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione

Categoria di esposizione del sito	k_r	z_0 [m]	z_{\min} [m]
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

Il coefficiente di topografia è assunto, **pari ad 1**, come da indicazioni normative.

Per la determinazione invece degli altri parametri k_r , z_0 e z_{\min} è necessario invece definire la Categoria di esposizione del sito, che dipende dalla classe di rugosità del terreno e dalla distanza della costruzione della Costa secondo quanto indicato nelle tabelle seguenti:

Tabella 3.3.III - Classi di rugosità del terreno

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi,...)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Affinché una costruzione possa dirsi ubicata in classe A o B è necessario che la situazione che contraddistingue la classe permanga intorno alla costruzione per non meno di 1 km e comunque non meno di 20 volte l'altezza della costruzione. Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, a meno di analisi dettagliate, verrà assegnata la classe più sfavorevole.

ZONE 1,2,3,4,5						
	mare	costa				
	2 km	10 km	30 km	500m	750m	
A	--	IV	IV	V	V	V
B	--	III	III	IV	IV	IV
C	--	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**
* Categoria II in zona 1,2,3,4 Categoria III in zona 5						
** Categoria III in zona 2,3,4,5 Categoria IV in zona 1						

Nello specifico, per il caso in specie risulta:

Distanza dalla Costa \cong 50 Km / Altitudine max : \cong 200 m

Classe di rugosità : D

→ Categoria di esposizione del sito: II

e quindi:

Caso 1

$$\begin{aligned}
 Z \text{ (m)} &= 1.67 \text{ m} && \text{(Altezza della Costruzione)} \\
 Z_0 &= 0.05 \text{ m} \\
 Z_{\min} &= 4.0 \text{ m} \\
 k_r &= 0.19 \\
 c_e \text{ (} Z_{\min}\text{)} &= 1.80 \\
 c_e &= \boxed{1.80}
 \end{aligned}$$

Casi 2/2a

$$\begin{aligned}
 Z \text{ (m)} &= 6.4 \text{ m} && \text{(Altezza della Costruzione)} \\
 Z_0 &= 0.05 \text{ m} \\
 Z_{\min} &= 4.0 \text{ m} \\
 k_r &= 0.19 \\
 c_e \text{ (} Z_{\min}\text{)} &= 1.80 \\
 c_e &= \boxed{2.08}
 \end{aligned}$$

Coefficiente dinamico - cd

Il coefficiente dinamico è posto pari ad 1, in accordo alle indicazioni di cui al DM 14.01.08.

Come anticipato ad inizio paragrafo, ai fini delle analisi si fa riferimento al caso di doppia barriera in quanto più gravoso ed in previsione di eventuali future integrazione degli elementi di mitigazione acustica.

Riepilogo pressioni del vento e azioni risultanti sull'opera caso 2b (Ponte con Treno/barriera su due lati)

$$P_{v2b} = q_b \times c_{e2} \times c_{p2b} \times c_d = 0.477 \times 2.08 \times 2.30 \times 1 = 2.227 \text{ KN/m}^2 \quad \text{(pressione normale)}$$

$$\text{Superficie totale di impatto : } 372.3 \text{ m}^2$$

Conseguentemente, in corrispondenza di ciascuna estremità dell'impalcato, agiranno, in direzione trasversale, le seguenti azioni:

$$V \cong 414.5 \text{ KN} \quad \text{(taglio trasversale)}$$

$$M_t \cong 414.5 \times (7.36/2 + 0.20) = 1608.26 \text{ KNm} \quad \text{(momento torcente)}$$

Gli scarichi sulle sottostrutture sono pertanto quelli riportati nelle tabelle seguenti, da intendersi riferiti a ciascuno appoggio di estremità dell'impalcato.

N	ML	MT	TL	TT
[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]
0.00	0.0	1608.3	0.0	414.5

6.1.7 Azioni aerodinamiche indotte dal transito dei convogli

Per la valutazione delle azioni aerodinamiche indotte dal transito dei convogli si è fatto riferimento a quanto riportato al punto 2.5.1.4.6 delle istruzioni RFI [RFI DTC SICS MA IFS 001 con riferimento al caso di "Superfici verticali parallele al binario".

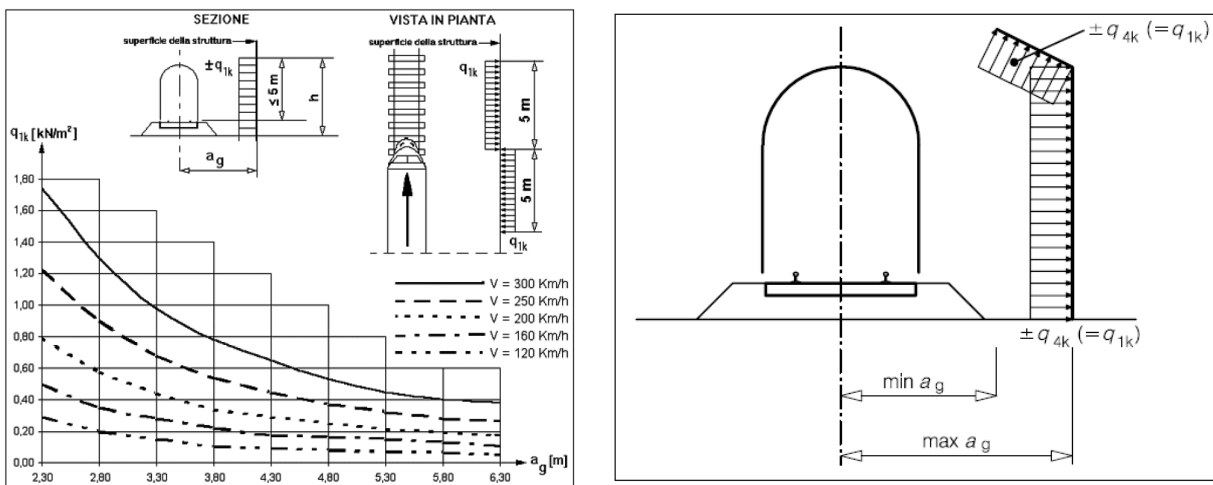


Figura 5 – Valori caratteristici delle azioni e definizione della distanza minima e massima della barriera dal convoglio [NTC – Fig. 5.2.8 e 5.2.11]

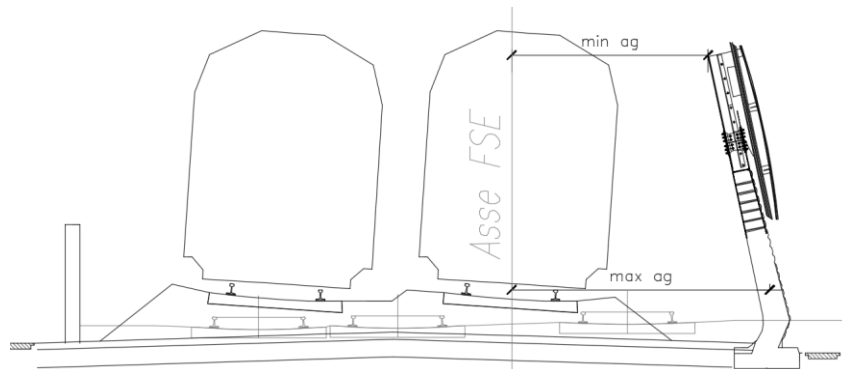


Figura 6 – Criterio di valutazione della distanza minima e massima del convoglio dalla barriera per i casi in esame

Per la linea in esame è possibile considerare, cautelativamente, convogli con forme aerodinamiche sfavorevoli e aventi velocità di linea pari a 160 km/h. Pertanto si ha:

VI18 – Ponte Fornace – PONTE dal km 38+413.00
al km 38+443.00 Spalle - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	22 D 11	CL	VI1800 001	A	47 di 88

dmed = 4,00m
V= 160 Km/h
dal grafico :

qaK=	0.20	KN/m ²	
Lb =	30.00	m	lunghezza barriera
hb=	5.05	m	altezza barriera
Yb=	2.50	m	altezza base barriera da testa muro frontale
ygb=	5.03	m	baricentro barriera da testa muro frontale

Qae1 - Caso di 1 treni

N	ML	MT	TL	TT	
[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	
0.00	0.0	76.2	0.0	15.2	Scarichi su spalla mobile
0.00	0.0	76.2	0.0	15.2	Scarichi su spalla fissa

Qae2 - Caso di 2 treni contemporanei (pressione + depressione)

N	ML	MT	TL	TT	
[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	
0.00	0.0	152.4	0.0	30.3	Scarichi su spalla mobile
0.00	0.0	152.4	0.0	30.3	Scarichi su spalla fissa

6.1.8 Tabelle riepilogo Scarichi impalcato

Di seguito si riporta un riepilogo degli scarichi trasmessi dall'impalcato alle sottostrutture per ciascuna delle condizioni di carico elementari prese in esame:

RIEPILOGO SCARICHI A TESTA SPALLA FISSA - CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI						
(Sollecitazioni riferite alla sezione del muro in asse Appoggi impalcato)						
Condizione		N	ML	MT	TL	TT
		[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]
Permanenti strutturali	G1	3250.5	0.0	0.0	0.0	0.0
Permanenti NON strutturali	G2	2681.8	0.0	0.0	0.0	0.0
Traffico - 1LM71	Q1,1a	2244.7	0.0	3771.1	0.0	0.0
Traffico - 1SW2	Q1,1b	2591.6	0.0	4353.8	0.0	0.0
Traffico - 2 LM71	Q1,2a	4489.4	0.0	359.1	0.0	0.0
Traffico - 1 LM72 + 1 SW2	Q1,2b	4836.3	0.0	386.9	0.0	0.0
Carico variabile 1 Marciapiede	Qm1	262.5	0.0	1365.0	0.0	0.0
Carico variabile 2 Marciapiedi	Qm2	525.0	0.0	52.5	0.0	0.0
Carico Avviamento	Qa	134.2	0.0	0.0	1089.0	0.0
Frenatura LM71	Qf1	81.3	0.0	0.0	660.0	0.0
Frenatura SW2	Qf2	129.4	0.0	0.0	1050.0	0.0
Centrifuga 1 LM71	Qc1a	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Centrifuga 2 LM71	Qc1b	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Centrifuga SW2	Qc2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Serpeggio 1 treno	QS1	0.0	0.0	385.0	0.0	110.0
Serpeggio 2 treni	QS2	0.0	0.0	770.0	0.0	220.0
Vento	Qw	0.0	0.0	1608.3	0.0	414.5
Azioni aerodinamiche 1 treno	Qae1	0.0	0.0	76.2	0.0	15.2
Azioni aerodinamiche 2 treni	Qae2	0.0	0.0	152.4	0.0	30.3
Sisma Long con 2 LM71	Ex	501.8	0.0	0.0	5294.1	0.0
Sisma Trasv con 2 LM71	Ey	0.0	0.0	7125.9	0.0	2647.1
Sisma Vert con 2 LM71	Ez	1323.5	0.0	0.0	0.0	0.0

Tabella 3 – Sollecitazioni trasmesse dall'impalcato alle sottostrutture (SPALLA FISSA "S2")

(Sollecitazioni riferite alla sezione del muro in asse Appoggi impalcato)

Condizione		N	ML	MT	TL	TT
		[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]
Permanenti strutturali	G1	3250.5	0.0	0.0	0.0	0.0
Permanenti NON strutturali	G2	2681.8	0.0	0.0	0.0	0.0
Traffico - 1LM71	Q1,1a	2244.7	0.0	3771.1	0.0	0.0
Traffico - 1SW2	Q1,1b	2591.6	0.0	4353.8	0.0	0.0
Traffico - 2 LM71	Q1,2a	4489.4	0.0	359.1	0.0	0.0
Traffico - 1 LM72 + 1 SW2	Q1,2b	4489.4	0.0	359.1	0.0	0.0
Carico variabile 1 Marciapiede	Qm1	262.5	0.0	1365.0	0.0	0.0
Carico variabile 2 Marciapiedi	Qm2	525.0	0.0	52.5	0.0	0.0
Carico Avviamento	Qa	134.2	0.0	0.0	0.0	0.0
Frenatura LM71	Qf1	81.3	0.0	0.0	0.0	0.0
Frenatura SW2	Qf2	129.4	0.0	0.0	0.0	0.0
Centrifuga 1 LM71	Qc1a	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Centrifuga 2 LM71	Qc1b	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Centrifuga SW2	Qc2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Serpeggio 1 treno	QS1	0.0	0.0	385.0	0.0	110.0
Serpeggio 2 treni	QS2	0.0	0.0	770.0	0.0	220.0
Vento	Qw	0.0	0.0	1608.3	0.0	414.5
Azioni aerodinamiche 1 treno	Qae1	0.0	0.0	76.2	0.0	15.2
Azioni aerodinamiche 2 treni	Qae2	0.0	0.0	152.4	0.0	30.3
Sisma Long con 2 LM71	Ex	501.8	0.0	0.0	0.0	0.0
Sisma Trasv con 2 LM71	Ey	0.0	0.0	7125.9	0.0	2647.1
Sisma Vert con 2 LM71	Ez	1323.5	0.0	0.0	0.0	0.0
Azioni Parassite dei vincoli	QP	Le sollecitazioni per azioni parassite sono inserite direttamente già combinate nella tabella di riepilogo delle sollecitazioni combinate.				

Tabella 4 – Sollecitazioni trasmesse dall'impalcato alle sottostrutture (SPALLA MOBILE "S1")

Dove:

- T_L = risultante delle azioni orizzontali dirette lungo l'asse longitudinale dell'impalcato (taglio longitudinale);
- T_T = risultante delle azioni orizzontali dirette lungo l'asse trasversale dell'impalcato (taglio trasversale);
- N = risultante delle azioni verticali (sforzo normale);
- M_T = risultante delle azioni flettenti che provocano flessione nel piano ortogonale all'asse longitudinale dell'impalcato (momento trasversale);
- M_L = risultante delle azioni flettenti che provocano flessione nel piano parallelo all'asse longitudinale dell'impalcato (momento longitudinale).

6.2 Spinta del terreno del rilevato in condizioni statiche

La spinta del terreno del rilevato in condizioni statiche, viene valutata in termini di spinta a riposo, adottando un coefficiente di spinta pari a:

$$K_o = (1 - \sin \varphi)$$

Ne consegue che la spinta statica agente su un metro di parete con altezza H è pari a:

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

La spinta così calcolata è applicata ad una altezza pari a H/3.

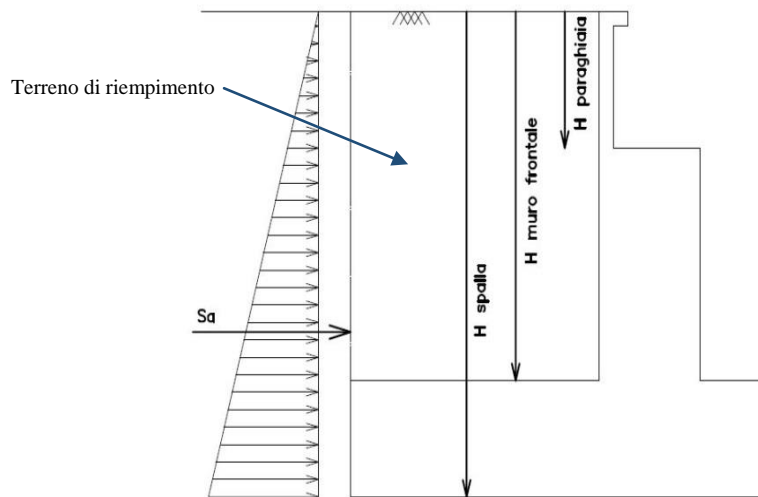


Figura 7: Spinta statica terreno di riinterro

Per il terreno di riempimento si considera lo standard per rilevati ferroviari e si assegnano le seguenti caratteristiche meccaniche:

Parametri Geotecnici Terreno di riempimento		
γ [kN/m ³]	ϕ' [°]	c' [kPa]
20	38	0

Tabella 5 – Caratteristiche terreno di riempimento

6.3 Spinta del sovraccarico accidentale condizioni statiche

In aggiunta in condizioni statiche si considera un sovraccarico accidentale pari a $Q = 50.0 \text{ KN/m}^2$ gravante sulla spalla e sul cuneo di spinta a tergo di essa

La presenza del sovraccarico Q genera una spinta pari a:

$$S_q = Q \cdot H \cdot K_o$$

Tale spinta è applicata ad una altezza pari a $H/2$.

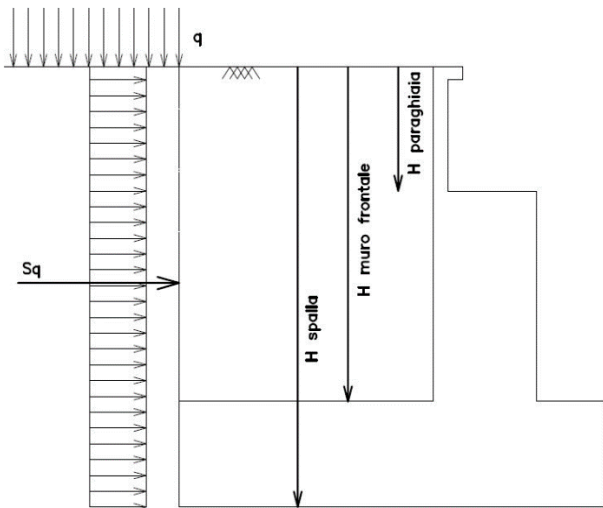


Figura 8: Spinta statica sovraccarico accidentale

6.4 Azione sismica

6.4.1 Azioni sismiche sulle Spalle

Per la valutazione dell'azione sismica associata ai carichi fissi propri e permanenti /accidentali agenti sulle spalle si utilizza il metodo dell'analisi pseudostatica in cui il sisma è rappresentato da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico k_h (coefficiente sismico orizzontale) o k_v (coefficiente sismico verticale) secondo quanto di seguito indicato:

Forza sismica orizzontale $F_h = k_h W$

Forza sismica verticale $F_v = k_v W$

I valori dei coefficienti sismici orizzontali k_h e verticale k_v , relativi allo stato limite considerato, sono posti pari all'ordinata dello spettro di progetto corrispondente al periodo $T=0$, per la componente orizzontale, ed a quella corrispondente al periodo proprio $T = T_0$, per la componente verticale.

Nelle verifiche allo stato limite ultimo, i valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g} \quad (7.11.6)$$

$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h \quad (7.11.7)$$

dove

a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g = accelerazione di gravità.

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima può essere valutata con la relazione

$$a_{max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g \quad (7.11.8)$$

dove

S = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T), di cui al § 3.2.3.2;

a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

Nella precedente espressione, il coefficiente β_m assume i valori riportati nella Tab. 7.11-II.

Per muri che non siano in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, il coefficiente β_m assume valore unitario.

Nel caso di muri di sostegno liberi di traslare o di ruotare intorno al piede, si può assumere che l'incremento di spinta dovuta al sisma agisca nello stesso punto di quella statica. Negli altri casi, in assenza di specifici studi si deve assumere che tale incremento sia applicato a metà altezza del muro.

Tabella 7.11.II - Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_m	β_m
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,31	0,31
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,29	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,18

Figura 9 – Coefficienti sismici (estratto D.M. 14/01/2008 p.to 7.11.6.2.1)

Con riferimento al valore da assegnare al coefficiente β_m , si è fatto riferimento alle indicazioni di cui alla Tabella 7.1.II riportata nella stessa sezione della norma, tenendo tuttavia conto della specifica che prescrive, nel caso di muri che non siano in grado di subire spostamenti (quale è il caso delle spalle del viadotto in questione che in virtù della elevata rigidità sia del sistema di fondazione che della parte in elevazione, è interessata da spostamenti trascurabili durante l'evento sismico) un valore del coefficiente β_m pari ad 1.0.

Assumendo tale valore si considera che, cautelativamente, il terreno di riempimento è rigidamente connesso alla spalla e non subisce deformazioni o movimenti relativi rispetto ad essa.

In definitiva risulta:

$a_g/g =$	0.367
$\beta_m =$	1.00
$S_s =$	1.056
$S_T =$	1.00

$K_h =$	0.388	coefficiente sismico orizzontale
$K_v =$	0.194	coefficiente sismico verticale

Sulla scorta dei coefficienti sismici appena valutati, si è proceduto pertanto alla valutazione delle azioni trasmesse dall'impalcato alle sottostrutture, avendo considerato, come mostrato successivamente nella tabella di riepilogo delle combinazioni di carico, il caso più gravoso in termini di massa sismica associata ai carichi variabili, corrispondente in particolare alla Condizioni di doppio binario carico con treno tipo LM71.

Di seguito il riepilogo delle Azioni inerziali:

Caso con 2 LM71 (Sisma Long Ex)

ΔN	ML	MT	TL	TT
[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]
501.8	0.0	0.0	0.0	0.0
501.8	0.0	0.0	5294.1	0.0

Scarichi su spalla mobile

Scarichi su spalla fissa

Caso con 2 LM71 (Sisma trasv Ey)

ΔN	ML	MT	TL	TT
[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]
0.0	0.0	7125.9	0.0	2647.1
0.0	0.0	7125.9	0.0	2647.1

Scarichi su spalla mobile

Caso con 2 LM71 (Sisma vert Ez)

ΔN	ML	MT	TL	TT
[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]
1323.5	0.0	0.0	0.0	0.0
1323.5	0.0	0.0	0.0	0.0

Scarichi su spalla mobile

Scarichi su spalla fissa

6.4.2 Sovrappinta sismica del terreno

In assenza di uno studio più dettagliato che prenda in considerazione la rigidezza relativa, il tipo di movimento e la massa dell'opera di sostegno, si assume che la forza dovuta alla spinta dinamica del terreno sia valutata con la teoria di Wood ed agisca con un'inclinazione rispetto alla normale al muro uguale a zero:

$$\Delta S_s = (a_{\max}/g) \cdot \gamma \cdot H^2$$

Tale risultante è applicata ad un'altezza pari ad H/2.

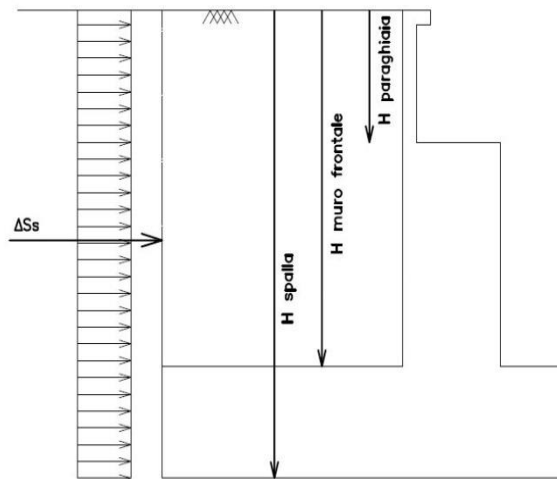


Figura 10: Incremento di spinta sismica

La spinta totale di progetto E_d esercitata dal terrapieno ed agente sull'opera di sostegno in condizioni sismiche è dunque data dalla somma della spinta a riposo, della spinta sismica e della spinta statica data dal sovraccarico accidentale combinata al 20% così come riportato nella Tabella 5.2.V delle NTC2008.

$$E_d = S_{\text{stat}} + 0.2 \cdot S_q + \Delta S_s$$

Infine, nel caso specifico non essendo presente la falda a tergo dell'opera, la spinta idrostatica è nulla

7) COMBINAZIONI DI CARICO

La determinazione delle Sollecitazioni di Progetto utili al dimensionamento strutturale e geotecnico delle opere oggetto del presente documento, è stata condotta utilizzando il metodo agli stati limite, secondo quanto specificato a riguardo al paragrafo 2.6 del DM 14.01.08, con riferimento all'Approccio 2.

Per la definizione dei criteri di combinazione degli effetti prodotti dalle singole condizioni elementari di carico previste sull'opera, si è fatto inoltre riferimento a quanto prescritto al prg 2.5.3 dello stesso DM , di seguito riproposto per completezza :

2.5.3 COMBINAZIONI DELLE AZIONI

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.1)$$

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.2)$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.3)$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.4)$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. § 3.2):

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.5)$$

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto A_d (v. § 3.6):

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.6)$$

Nelle combinazioni per SLE, si intende che vengono omessi i carichi Q_{kj} che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G_2 .

Trattandosi nel caso in esame di opere ferroviarie, la definizione dei coefficienti parziali di combinazione (γ) e di partecipazione (ψ) è stata effettuata seguendo a riguardo le specifiche di cui al paragrafo 5.2.3 del DM 14.01.08 nonché quanto indicato nel relativo manuale di progettazione RFI già citato al paragrafo dei documenti di riferimento; nel seguito un estratto significativo sul tema dei documenti citati:

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO	Combinazione eccezionale	Combinazione Sismica
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00	1,00	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Ballast ⁽³⁾	favorevoli	γ_B	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Carichi variabili da traffico ⁽⁴⁾	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25	0,20 ⁽⁵⁾	0,20 ⁽⁵⁾
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	0,00
Precompressione	favorevole	γ_P	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 ⁽⁶⁾	1,00 ⁽⁷⁾	1,00	1,00	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.
⁽²⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.
⁽³⁾ Quando si prevedano variazioni significative del carico dovuto al ballast, se ne dovrà tener conto esplicitamente nelle verifiche.
⁽⁴⁾ Le componenti delle azioni da traffico sono introdotte in combinazione considerando uno dei gruppi di carico gr della Tab. 5.2.IV.
⁽⁵⁾ Aliquota di carico da traffico da considerare.
⁽⁶⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna
⁽⁷⁾ 1,20 per effetti locali

Azioni		ψ_0	ψ_1	ψ_2
Azioni singole da traffico	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
Gruppi di carico	gr1	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	gr2	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	-
	gr3	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	gr4	1,00	1,00 ⁽¹⁾	0,0
Azioni del vento	F _{Wk}	0,60	0,50	0,0
Azioni da neve	in fase di esecuzione	0,80	0,0	0,0
	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Azioni termiche	T _k	0,60	0,60	0,50

⁽¹⁾ 0,80 se è carico solo un binario, 0,60 se sono carichi due binari e 0,40 se sono carichi tre o più binari.

⁽²⁾ Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti ψ_0 relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

Tabella 5.2.III - Carichi mobili in funzione del numero di binari presenti sul ponte

Numero di binari	Binari Carichi	Traffico normale		Traffico pesante ⁽²⁾
		caso a ⁽¹⁾	caso b ⁽¹⁾	
1	Primo	1,0 (LM 71"++"SW/0")	-	1,0 SW/2
2	Primo	1,0 (LM 71"++"SW/0")	-	1,0 SW/2
	secondo	1,0 (LM 71"++"SW/0")	-	1,0 (LM 71"++"SW/0")
≥ 3	Primo	1,0 (LM 71"++"SW/0")	0,75 (LM 71"++"SW/0")	1,0 SW/2
	secondo	1,0 (LM 71"++"SW/0")	0,75 (LM 71"++"SW/0")	1,0 (LM 71"++"SW/0")
	Altri	-	0,75 (LM 71"++"SW/0")	-

⁽¹⁾ LM71 "++" SW/0 significa considerare il più sfavorevole fra i treni LM 71, SW/0

⁽²⁾ Salvo i casi in cui sia esplicitamente escluso

Tabella 5.2.IV - Valutazione dei carichi da traffico

TIPO DI CARICO	Azioni verticali		Azioni orizzontali			Commenti
	Carico verticale (1)	Treno scarico	Frenatura e avviamento	Centrifuga	Serpeggio	
Gruppo 1 (2)	1,00	-	0,5 (0,0)	1,0 (0,0)	1,0 (0,0)	massima azione verticale e laterale
Gruppo 2 (2)	-	1,00	0,00	1,0 (0,0)	1,0(0,0)	stabilità laterale
Gruppo 3 (2)	1,0 (0,5)	-	1,00	0,5 (0,0)	0,5 (0,0)	massima azione longitudinale
Gruppo 4	0,8 (0,6; 0,4)	-	0,8 (0,6; 0,4)	0,8 (0,6; 0,4)	0,8 (0,6; 0,4)	fessurazione

Azione dominante
⁽¹⁾ Includendo tutti i fattori ad essi relativi (Φ, α , ecc.)
⁽²⁾ La simultaneità di due o tre valori caratteristici interi (assunzione di diversi coefficienti pari ad 1), sebbene improbabile, è stata considerata come semplificazione per i gruppi di carico 1, 2, 3 senza che ciò abbia significative conseguenze progettuali.

Per la ricerca delle condizioni maggiormente gravose in termini di sollecitazioni di progetto sugli elementi, sono state esaminate, per ciascuno dei tre stati limite di verifica previsti dalla normativa (SLE, SLU e Sisma) 4 differenti configurazioni dei carichi variabili, corrispondenti in particolare ai gruppi di carico Gr1 e GR3, significativi per l'opera in esame, ovvero:

Configurazione 1 : 2 binari carichi con treno LM71 (Gruppo 1)

Configurazione 2 : 1 binario carico con treno LM71 + 1 binario carico con treno SW2 (Gruppo 3)

Configurazione 3 : 1 binario carico con treno LM71 (Gruppo 1)

Configurazione 4 : 1 binario carico con treno SW2 (Gruppo 1)

In concomitanza ai treni di carico sono state considerate tutte le azioni variabili a questi direttamente associate (frenatura, avviamento, ecc....) oltre agli altri carichi variabili di altra natura (vento, carichi

variabili marciapiedi, azioni parassite vincoli, sisma) per un totale complessivi di 8 combinazioni di carico per la fase statica e 4 per la fase sismica, di cui nelle pagine seguenti sono riportati i relativi dettagli

	Condizione
Permanenti strutturali	G1
Permanenti NON strutturali	G2
Traffico - 1LM71	Q1,1a
Traffico - 1SW2	Q1,1b
Traffico - 2 LM71	Q1,2a
Traffico - 1 LM72 + 1 SW2	Q1,2b
Carico variabile 1 Marciapiede	Qm1
Carico variabile 2 Marciapiedi	Qm2
Carico Avviamento	Qa
Frenatura LM71	Qf1
Frenatura SW2	Qf2
Centrifuga 1 LM71	Qc1a
Centrifuga 2 LM71	Qc1b
Centrifuga SW2	Qc2
Serpeggio 1 treno	QS1
Serpeggio 2 treni	QS2
Vento	Qw
Azioni Parassite vincoli	Qp
Azioni aerodinamiche 1 treno	Qae1
Azioni aerodinamiche 2 treni	Qae2
Sisma Long	Ex
Sisma Trasv	Ey
Sisma Vert	Ez

Tabella 6 – Riepilogo condizioni elementari di carico

Coefficienti di Combinazione (γ_{xy})																										
Combinazioni				G1	G2	Q1,1a	Q1,1b	Q1,2a	Q1,2b	Qm1	Qm2	Qa	Qf1	Qf2	Qc1a	Qc1b	Qc2	QS1	QS2	Qw	Qae1	Qae2	Ex	Ey	Ez	
SLE-rara	1	Gr.1	2 treni Lm71	1,00	1,00	0	0	1,00	0	0	0,80	0,50	0,50	0	0	1,00	0	0	1,00	0,60	0	1,00	0	0	0	ψ^0
	2	Gr.3	2 treni (1Lm71+1 SW2)	1,00	1,00	0	0	0	1,00	0	0,80	1,00	0	1,00	0,50	0	0,50	0	0,50	0,60	0	0,50	0	0	0	ψ^0
	3	Gr.1	1 treno LM71	1,00	1,00	1,00	0	0	0	0,80	0	0,50	0	0	1,00	0	0	1,00	0	0,60	1,00	0	0	0	0	ψ^0
	4	Gr1	1 treno SW2	1,00	1,00	0	1,00	0	0	0,80	0	0	0	0	0,50	1,00	0	0	1,00	0	0,60	1,00	0	0	0	0
SLU	5	Gr.1	2 treni Lm71	1,35	1,50	0	0	1,45	0	0	1,20	0,73	0,73	0	0	1,45	0	0	1,45	0,90	0	1,45	0	0	0	$\psi_0 \times \gamma$
	6	Gr.3	2 treni (1Lm71+1 SW2)	1,35	1,50	0	0	0	1,45	0	1,20	1,45	0	1,45	0,73	0	0,73	0	0,73	0,90	0	0,73	0	0	0	$\psi_0 \times \gamma$
	7	Gr.1	1 treno LM71	1,35	1,50	1,45	0	0	0	1,20	0	0,73	0	0	1,45	0	0	1,45	0	0,90	1,45	0	0	0	0	$\psi_0 \times \gamma$
	8	Gr1	1 treno SW2	1,35	1,50	0	1,45	0	0	1,20	0	0	0	0	0,73	1,45	0	0	1,45	0	0,90	1,45	0	0	0	0
SLV	9	Ex+0,3Ey+0,3Ez	2 treni Lm71	1,00	1,00	0	0	0,20	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0,3	0,3	ψ^2
	10	0,3Ex+Ey+0,3Ez	2 treni Lm71	1,00	1,00	0	0	0	0,20	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,3	1	0,3	ψ^2
	11	Ex+0,3Ey-0,3Ez	2 treni Lm71	1,00	1,00	0,20	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0,3	-0,3	ψ^2
	12	0,3Ex+Ey-0,3Ez	2 treni Lm71	1,00	1,00	0	0,20	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,3	1	-0,3	ψ^2

Tabella 7 – Coefficienti di combinazione Spalla Fissa/Appoggio Fisso Pila

Combinazioni				G1	G2	Q1,1a	Q1,1b	Q1,2a	Q1,2b	Qm1	Qm2	Qa	Qf1	Qf2	Qc1a	Qc1b	Qc2	QS1	QS2	Qw	Qae1	Qae2	Ex	Ey	Ez	Qp*	
SLE-rara	1	Gr.1	2 treni Lm71	1,00	1,00	0	0	1,00	0	0	0,80	0,50	0,50	0	0	1,00	0	0	1,00	0,60	0	1,00	0	0	0	1	ψ^0
	2	Gr.3	2 treni (1Lm71+1 SW2)	1,00	1,00	0	0	0	1,00	0	0,80	1,00	0	1,00	0,50	0	0,50	0	0,50	0,60	0	0,50	0	0	0	1	ψ^0
	3	Gr.1	1 treno LM71	1,00	1,00	1,00	0	0	0	0,80	0	0,50	0	0	1,00	0	0	1,00	0	0,60	1,00	0	0	0	0	1	ψ^0
	4	Gr1	1 treno SW2	1,00	1,00	0	1,00	0	0	0,80	0	0	0	0	0,50	1,00	0	0	1,00	0	0,60	1,00	0	0	0	0	1
SLU	5	Gr.1	2 treni Lm71	1,35	1,50	0	0	1,45	0	0	1,20	0,73	0,73	0	0	1,45	0	0	1,45	0,90	0	1,45	0	0	0	1	$\psi_0 \times \gamma$
	6	Gr.3	2 treni (1Lm71+1 SW2)	1,35	1,50	0	0	0	1,45	0	1,20	1,45	0	1,45	0,73	0	0,73	0	0,73	0,90	0	0,73	0	0	0	1	$\psi_0 \times \gamma$
	7	Gr.1	1 treno LM71	1,35	1,50	1,45	0	0	0	1,20	0	0,73	0	0	1,45	0	0	1,45	0	0,90	1,45	0	0	0	0	1	$\psi_0 \times \gamma$
	8	Gr1	1 treno SW2	1,35	1,50	0	1,45	0	0	1,20	0	0	0	0	0,73	1,45	0	0	1,45	0	0,90	1,45	0	0	0	0	1
SLV	9	Ex+0,3Ey+0,3Ez	2 treni Lm71	1,00	1,00	0	0	0,20	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0,3	0,3	1	ψ^2
	10	0,3Ex+Ey+0,3Ez	2 treni Lm71	1,00	1,00	0	0	0	0,20	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,3	1	0,3	1	ψ^2
	11	Ex+0,3Ey-0,3Ez	2 treni Lm71	1,00	1,00	0,20	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0,3	-0,3	1	ψ^2
	12	0,3Ex+Ey-0,3Ez	2 treni Lm71	1,00	1,00	0	0,20	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,3	1	-0,3	1	ψ^2

Tabella 8 – Coefficienti di combinazione Spalla Mobile/Appoggio Mobile Pila

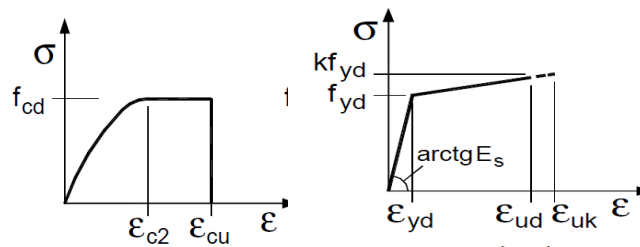
8) CRITERI GENERALI PER LE VERIFICHE STRUTTURALI

I criteri generali di verifica utilizzati per la valutazione delle capacità resistenti delle sezioni, per la condizione SLU, e per le massime tensioni nei materiali nonché per il controllo della fessurazione, relativamente agli SLE, sono quelli definiti al p.to 4.1.2 del DM 14.01.08.

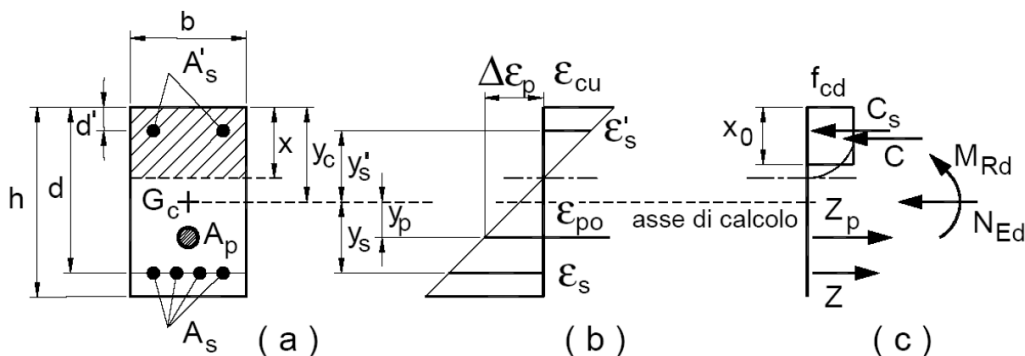
8.1 VERIFICHE ALLO SLU

6.4.3 Pressoflessione

La determinazione della capacità resistente a flessione/pressoflessione della generica sezione, viene effettuata con i criteri di cui al punto 4.1.2.1.2.4 delle NTC08, secondo quanto riportato schematicamente nelle figure seguito, tenendo conto dei valori delle resistenze e deformazioni di calcolo riportate al paragrafo dedicato alle caratteristiche dei materiali:



Legami costitutivi Calcestruzzo ed Acciaio -



Schema di riferimento per la valutazione della capacità resistente a pressoflessione generica sezione -

La verifica consisterà nel controllare il soddisfacimento della seguente condizione:

VI18 – Ponte Fornace – PONTE dal km 38+413.00
al km 38+443.00 Spalle - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	22 D 11	CL	VI1800 001	A	62 di 88

$$M_{Rd} = M_{Rd}(N_{Ed}) \geq M_{Ed}$$

dove

M_{Rd} è il valore di calcolo del momento resistente corrispondente a N_{Ed} ;

N_{Ed} è il valore di calcolo della componente assiale (sforzo normale) dell'azione;

M_{Ed} è il valore di calcolo della componente flettente dell'azione.

6.4.4 Taglio

La resistenza a taglio V_{Rd} della membratura priva di armatura specifica risulta pari a:

$$V_{Rd} = \left\{ 0.18 \cdot k \cdot \frac{(100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \cdot b_w d$$

Dove:

- $v_{\min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$;
- $k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$;
- $\rho_1 = A_{sw}/(b_w \cdot d)$
- d = altezza utile per piedritti soletta superiore ed inferiore;
- $b_w = 1000$ mm larghezza utile della sezione ai fini del taglio.

In presenza di armatura, invece, la resistenza a taglio V_{Rd} è il minimo tra la resistenza a taglio trazione V_{Rsd} e la resistenza a taglio compressione V_{Rcd}

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta) \cdot \sin \alpha$$

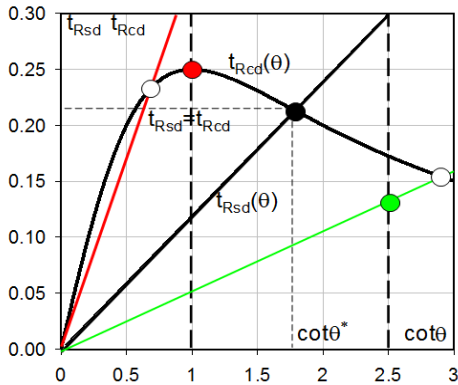
$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd}' \cdot \frac{(\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta)}{(1 + \text{ctg}^2 \theta)}$$

Essendo:

$$1 \leq \text{ctg} \theta \leq 2,5$$

Per quanto riguarda in particolare le verifiche a taglio per elementi armati a taglio, si è fatto riferimento al metodo del traliccio ad inclinazione variabile, in accordo a quanto prescritto al punto 4.1.2.1.3 delle NTC08, considerando ai fini delle verifiche, un angolo θ di inclinazione delle bielle compresse del traliccio resistente tale da rispettare la condizione.

$$1 \leq \text{ctg} \theta \leq 2,5 \quad 45^\circ \geq \theta \geq 21.8^\circ$$



- Se la $\cot \theta^*$ è compresa nell'intervallo (1,0-2,5) è possibile valutare il taglio resistente $V_{Rd}(=V_{Rcd}=V_{Rsd})$
- Se la $\cot \theta^*$ è maggiore di 2,5 la crisi è da attribuirsi all'armatura trasversale e il taglio resistente $V_{Rd}(=V_{Rsd})$ coincide con il massimo taglio supportato dalle armature trasversali valutabile per una $\cot \theta = 2,5$.
- Se la $\cot \theta^*$ è minore di 1,0 la crisi è da attribuirsi alle bielle compresse e il taglio resistente $V_{Rd}(=V_{Rcd})$ coincide con il massimo taglio supportato dalle bielle di calcestruzzo valutabile per una $\cot \theta = 1,0$.

L'angolo effettivo di inclinazione delle bielle (θ) assunto nelle verifiche è stato in particolare valutato, nell'ambito di un problema di verifica, tenendo conto di quanto di seguito indicato :

$$\cot \theta^* = \sqrt{\frac{v \cdot \alpha_c}{\omega_{sw}} - 1}$$

(θ^* angolo di inclinazione delle bielle cui corrisponde la crisi contemporanea di bielle compresse ed armature)

dove

$$v = f'_{cd} / f_{cd} = 0.5$$

f'_{cd} = resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima

f_{cd} = resistenza a compressione di calcolo del calcestruzzo d'anima

α_c	coefficiente maggiorativo pari a	1	per membrature non compresse
		$1 + \sigma_{cp}/f_{cd}$	per $0 \leq \sigma_{cp} < 0,25 f_{cd}$
		1,25	per $0,25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd}$
		$2,5(1 - \sigma_{cp}/f_{cd})$	per $0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$

ω_{sw} : Percentuale meccanica di armatura trasversale.

$$\omega_{sw} = \frac{A_{sw} f_{yd}}{b s f_{cd}}$$

	ITINERARIO NAPOLI-BARI. RADDOPPIO TRATTA CANCELLO - BENEVENTO. II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO - VITULANO. 2° LOTTO FUNZIONALE TELESE - SAN LORENZO.					
	V118 – Ponte Fornace – PONTE dal km 38+413.00 al km 38+443.00 Spalle - Relazione di calcolo	COMMESSA IF0H	LOTTO 22 D 11	CODIFICA CL	DOCUMENTO V11800 001	REV. A

8.2 VERIFICA SLE

La verifica nei confronti degli Stati limite di esercizio, consiste nel controllare, con riferimento alle sollecitazioni di calcolo corrispondenti alle Combinazioni di Esercizio il tasso di Lavoro nei Materiali e l'ampiezza delle fessure attesa, secondo quanto di seguito specificato

6.4.5 Verifiche alle tensioni

La verifica delle tensioni in esercizio consiste nel controllare il rispetto dei limiti tensionali previsti per il calcestruzzo e per l'acciaio per ciascuna delle combinazioni di carico caratteristiche "Rara" e "Quasi Permanente"; i valori tensionali nei materiali sono valutati secondo le note teorie di analisi delle sezioni in c.a. in campo elastico e con calcestruzzo "non reagente" adottando come limiti di riferimento, trattandosi nel caso in specie di opere Ferroviarie, quelli indicati nel documento " Specifica per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori sotto binario RFI DTC INC PO SP IFS 001 A del 30-12-16 ", ovvero:

Strutture in c.a.

Tensioni di compressione del calcestruzzo

Devono essere rispettati i seguenti limiti per le tensioni di compressione nel calcestruzzo:

- per combinazione di carico caratteristica (rara): $0,55 f_{ck}$;
- per combinazioni di carico quasi permanente: $0,40 f_{ck}$;
- per spessori minori di 5 cm, le tensioni normali limite di esercizio sono ridotte del 30%.

Tensioni di trazione nell'acciaio

Per le armature ordinarie, la massima tensione di trazione sotto la combinazione di carico caratteristica (rara) non deve superare $0,75 f_{yk}$.

	ITINERARIO NAPOLI-BARI. RADDOPPIO TRATTA CANCELLO - BENEVENTO. II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO - VITULANO. 2° LOTTO FUNZIONALE TELESE - SAN LORENZO.					
	V118 – Ponte Fornace – PONTE dal km 38+413.00 al km 38+443.00 Spalle - Relazione di calcolo	COMMESSA IF0H	LOTTO 22 D 11	CODIFICA CL	DOCUMENTO V11800 001	REV. A

6.4.6 Verifiche a fessurazione

La verifica a fessurazione consiste nel controllo dell'ampiezza massima delle fessure per le combinazioni di carico di esercizio i cui valori limite sono stabiliti, nell'ambito del progetto di opere ferroviarie, nel documento RFI DTC SICS MA IFS 001 A – 2.5.1.8.3.2.4 (*Manuale di progettazione delle opere civili del 30/12/2016*).

In particolare l'apertura convenzionale delle fessure δ_f dovrà rispettare i seguenti limiti:

- $\delta_f \leq w_1 = 0.2 \text{ mm}$ per tutte le strutture in condizioni ambientali aggressive o molto aggressive (così come identificate nel par. 4.1.2.2.4.3 del DM 14.1.2008 – Tab 4.1.III), per tutte le strutture a permanente contatto con il terreno e per le zone non ispezionabili di tutte le strutture;
- $\delta_f \leq w_2 = 0.3 \text{ mm}$ per strutture in condizioni ambientali ordinarie.

Tabella 4.1.III – *Descrizione delle condizioni ambientali*

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Tabella 4.1.III – DM 14.01.2008

In definitiva, nel caso in esame, con riferimento alle indicazioni della tabella di cui in precedenza, si adotta il limite **w1=0,20 mm** sia per le parti in elevazione che per quelle in fondazione, in quanto in entrambi i casi trattasi di strutture a permanente contatto col terreno:

	ITINERARIO NAPOLI-BARI. RADDOPPIO TRATTA CANCELLO - BENEVENTO. II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO - VITULANO. 2° LOTTO FUNZIONALE TELESE - SAN LORENZO.					
VI18 – Ponte Fornace – PONTE dal km 38+413.00 al km 38+443.00 Spalle - Relazione di calcolo	COMMESSA IF0H	LOTTO 22 D 11	CODIFICA CL	DOCUMENTO VI1800 001	REV. A	FOGLIO 67 di 88

9) **MODELLI DI CALCOLO PER LE SPALLE**

9.1 **Modelli a mensola per la verifica delle spalle**

Le sollecitazioni di verifica della spalla sono state determinate a partire dai valori delle risultanti delle azioni trasmesse dagli impalcati alla quota degli apparecchi di appoggio (riportati al paragrafo 6.1) alle quali vanno combinate le azioni determinate dalle spinte del terreno di riempimento e del sovraccarico in condizioni sia statiche che sismiche e le azioni date dalle forze di inerzia e dal peso proprio delle sottostrutture.

Tutti i muri sono considerati sconnessi fra loro per la valutazione delle sollecitazioni alla base e quindi le azioni provenienti dall'impalcato sono applicate solamente al muro frontale. Tale schema pur risultando cautelativo, non fornisce sovrastime eccessive nel calcolo dei quantitativi di armatura previsti.

Il modello della struttura è stato implementato in un foglio di calcolo appositamente realizzato per la valutazione delle azioni agenti sulle singole parti della struttura, quali muro paraghiaia, muro frontale e muri laterali che vengono tutti modellati come delle mensole incastrate alla base.

Per il plinto di fondazione, si è utilizzato un modello tirante-puntone per l'analisi e la verifica dello zoccolo anteriore al muro frontale.

Per quanto riguarda invece le sollecitazioni sui pali di fondazione a partire dalle azioni risultanti nel baricentro del plinto alla quota di intradosso, sono stati calcolati, per ciascuna combinazione di carico, gli sforzi assiali e di taglio in testa ai pali di fondazione utilizzando il classico modello a piastra rigida.

10) ANALISI E VERIFICA SPALLA FISSA (S2)

Di seguito si riportano le modalità di calcolo delle sollecitazioni e le verifiche di resistenza nei diversi elementi.

10.1 Muro frontale

Le sollecitazioni riportate nella seguente tabella sono state ottenute dal modello di calcolo descritto nei paragrafi precedenti.

RIEPILOGO SCARICHI A TESTA SPALLA - SOLLECITAZIONI COMBinate							
(Sollecitazioni riferite alla sezione del muro in asse Appoggi impalcato)							
Combinazione			N	ML	MT	TL	TT
			[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]
SLE-rara	Gr.1	1	10887.3	0.0	2283.6	874.5	499.0
	Gr.3	2	11398.9	0.0	1850.8	2139.0	373.9
	Gr.1	3	8423.0	0.0	6237.0	544.5	373.9
	Gr1	4	8776.3	0.0	6834.6	525.0	373.9
SLU	Gr.1	5	15616.7	0.0	3361.5	1268.0	736.0
	Gr.3	6	16358.4	0.0	2734.0	3101.6	554.5
	Gr.1	7	12033.0	0.0	9146.5	789.5	554.5
	Gr1	8	12545.2	0.0	10013.0	761.3	554.5
SLV	Ex+0,3Ey+0,3Ez	9	7714.1	0.0	2200.9	5284.5	792.7
	0,3Ex+Ey+0,3Ez	10	7435.3	0.0	7176.9	1585.3	2642.2
	Ex+0,3Ey-0,3Ez	11	6478.7	0.0	2873.9	5284.5	792.7
	0,3Ex+Ey-0,3Ez	12	6199.9	0.0	7963.7	1585.3	2642.2

Tabella 9- Scarichi dall'impalcato per combinazioni di carico a quota testa muro

Per la verifica del muro frontale, a quota spiccato, tali azioni possono essere considerate uniformemente distribuite in quanto l'altezza del muro frontale è tale che nell' ipotesi di ripartizione a 45°, tali scarichi si ripartiscono uniformemente alla base del muro.

Ai carichi prima riportati, si aggiungono il peso proprio del muro frontale, del muro paraghiaia e la spinta del terreno di riempimento.

VI18 – Ponte Fornace – PONTE dal km 38+413.00
 al km 38+443.00 Spalle - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	22 D 11	CL	VI1800 001	A	69 di 88

MURO FRONTALE

H Muro Frontale	4.00	m
Spessore Muro Frontale	1.70	m
Lunghezza Muro Frontale	13.5	m
Spessore massimo tratto ringrossato	2.25	m
H tratto ringrossato a spessore costante	1.00	m
H tratto a spessore variabile	0.55	m
Eccentr. Baricentro Ringrosso- Baricentro Muro Front	-0.20	m
Altezza Baricentro Ringrosso da Spiccato Muro	3.40	m
Altezza Muro Paraghiaia	2.70	m
Spessore Muro Paraghiaia	0.50	m
Peso Ringrosso Muro Frontale	202	kN
Peso Muro Frontale	2295	kN
Peso Muro Paraghiaia	456	kN
Eccentr. appoggi - muro frontale (base)	0.20	m
Eccentr. paraghiaia - muro frontale (base)	-1.15	m
Peso Specifico Terreno di Rilevato	20	kN/mc
Angolo di Attrito Terreno di Rilevato	38	°
Coefficiente di spinta a riposo K_0	0.384	
Altezza totale	6.7	m
Spinta a riposo (Terreno)	1989	kN
Sovraccarico accidentale sul rilevato	50.0	kN/mq
Spinta a riposo (Sovraccarico)	1484	kN
Accelerazione sismica di base a_g	0.367	
Coefficiente stratigrafico SS	1.056	
Coefficiente topografico ST	1.00	
Fattore di categoria del suolo S	1.056	
Accelerazione orizzontale massima attesa a_{max}	0.388	
β_m (massa cls spalla)	1.00	
K_h (cls spalla) =	0.388	
K_v (cls spalla)=	0.194	
Spinta Sismica (Teoria di Wood)	4011	kN
Forza di inerzia del Muro Frontale	889	kN
Forza di inerzia del Muro Paraghiaia	177	kN
Forza di inerzia del Ringrosso Muro Frontale	78	kN

Tabella 10 – Valutazioni pesi e spinte agenti sul muro frontale

Si ottengono quindi le seguenti sollecitazioni, con riferimento alle combinazioni maggiormente significative.

SPICCATO MURO FRONTALE							
Combinazioni			N	Mlong	Mtrasv	Tlong	Ttrasv
			KN	kNm	kNm	KN	KN
SLE	Gr.1	1	13840	9553	4280	2864	499
	Gr.3	2	14352	14714	3346	4128	374
	Gr.1	3	11376	12713	7732	4018	374
	Gr1	4	11729	7733	8330	2514	374
SLU	Gr.1	5	19603	13430	6306	3953	736
	Gr.3	6	20345	20913	4952	5787	555
	Gr.1	7	16019	18010	11365	5627	555
	Gr1	8	16531	10789	12231	3446	555
SLV	Ex+0,3Ey+0,3Ez	9	11281	31124	5905	8797	1112
	0,3Ex+Ey+0,3Ez	10	11445	26923	18280	8652	2962
	Ex+0,3Ey-0,3Ez	11	8971	31871	5511	9094	473
	0,3Ex+Ey-0,3Ez	12	8707	26676	17999	8652	2322

SPICCATO MURO FRONTALE PER METRO LINEARE							
Combinazioni			N	Mlong	Mtrasv	Tlong	Ttrasv
			KN	kNm	kNm	KN	KN
SLE	Gr.1	1	1025	708	317	212	37
	Gr.3	2	1063	1090	248	306	28
	Gr.1	3	843	942	573	298	28
	Gr1	4	869	573	617	186	28
SLU	Gr.1	5	1452	995	467	293	55
	Gr.3	6	1507	1549	367	429	41
	Gr.1	7	1187	1334	842	417	41
	Gr1	8	1225	799	906	255	41
SLV	Ex+0,3Ey+0,3Ez	9	836	2305	437	652	82
	0,3Ex+Ey+0,3Ez	10	848	1994	1354	641	219
	Ex+0,3Ey-0,3Ez	11	665	2361	408	674	35
	0,3Ex+Ey-0,3Ez	12	645	1976	1333	641	172

Tabella 11 – Sollecitazioni alla base del muro frontale

Le sollecitazioni in direzione trasversale risultano trascurabili rispetto a quelle in direzione longitudinale, tenuto anche conto della geometria della sezione del muro frontale. Di seguito si riportano le verifiche di resistenza con riferimento ad una striscia di un metro per le combinazioni che provocano il massimo e il minimo sforzo normale, il massimo momento longitudinale ed il massimo taglio alla base del muro frontale.

Muro	Sezione di verifica		Armatura		
	Base [m]	Altezza [m]	Tesa	Compressa	Taglio
Frontale	1.0	1.7	1φ26/10	1φ26/20	Spilli 1φ12/40x40

Tabella 12 – Geometria sezione e armatura del muro frontale

VERIFICHE SPICCATO MURO FRONTALE								
Combinazione			N	Mlong	Mtrasv	σ _{c,min}	σ _{c,max}	Wk
			kN	kNm	kNm	MPa	MPa	mm
SLE	Gr.1	1	-1025	708	317	-5.47	78.10	0.016
	Gr.3	2	-1063	1090	248	-5.41	106.30	0.032
	Gr.1	3	-843	942	573	-7.48	175.20	0.084
	Gr1	4	-869	573	617	-6.43	163.59	0.126

Combinazione			N	Mlong	Mtrasv	Tlong	C.S. (TRd/ TE _d)	C.S. (MRd, NRd)
			kN	kNm	kNm	kNm	[-]	[-]
SLU (STR)	Gr.1	5	-1452	995	467	293	3.51	3.27
	Gr.3	6	-1507	1549	367	429	2.40	2.64
	Gr.1	7	-1187	1334	842	417	2.46	1.93
	Gr1	8	-1225	799	906	255	4.02	1.96

Combinazione			N	Mlong	Mtrasv	Tlong	C.S. (TRd/ TE _d)	C.S. (MRd, NRd)
			kN	kNm	kNm	kNm	[-]	[-]
SLV	Ex+0.3Ey+0,3Ez	9	-836	2305	437	652	1.58	1.63
	0,3Ex+Ey+0,3Ez	10	-848	1994	1354	641	1.60	1.15
	Ex+0.3Ey-0,3Ez	11	-665	2361	408	674	1.52	1.55
	0,3Ex+Ey-0,3Ez	12	-645	1976	1333	641	1.60	1.12

Tabella 15 – Verifiche del muro frontale

10.2 Muro paraghiaia

In condizioni statiche il muro paraghiaia è sollecitato dalla spinta a riposo del rilevato, dalla spinta dei sovraccarichi accidentali, dai sovraccarichi mobili agenti sulla mensola del muro e dall'azione di frenatura. In condizioni sismiche il muro paraghiaia è sollecitato dalla spinta attiva e sismica del rilevato, dalle masse del muro e della mensola.

Nella tabella che segue sono indicati parametri geometrici, meccanici e di carico utilizzati nell'analisi. Il modello di calcolo utilizzato è quello di mensola incastrata al muro frontale.

MURO PARAGHIAIA		
Peso Muro Paraghiaia		34 KN/m
Altezza Muro Paraghiaia		2.7 m
Spessore Muro Paraghiaia		0.5 m
Luce mensola del muro paraghiaia		0.00 m
Spessore mensola del muro paraghiaia		0.00 m
Altezza Baric. Mensola del Paragh. da spicc. Muro		0.00 m
Peso Mensola Paraghiaia		0 kN
Peso Mensola Paraghiaia		0 kN/m
Distanza baricentri (Mensola- Paraghiaia)		0.25 m
Coefficiente di spinta a riposo Ko		0.384
Peso Specifico Terreno di Rilevato		20.0 kN/mc
Sovraccarico accidentale		50.00 kN/mq
Angolo di Attrito Terreno di Rilevato		38.0
Spinta a riposo (terreno)		28.02 kN/m
Spinta a riposo (sovraccarico)		51.89 kN/m
Spinta Sismica (Teoria di Wood)		56.5 kN/m
Forza di inerzia del Muro Paraghiaia		177 kN
Forza di inerzia del Muro Paraghiaia		13.1 kN/m
Forza di inerzia della mensola del Muro Paraghiaia		0.00 kN
Forza di inerzia della mensola del Muro Paraghiaia		0.0 kN/m

Tabella 13 – Valutazioni pesi e spinte agenti sul muro paraghiaia

Muro	Sezione di verifica		Armatura		
	Base [m]	Altezza [m]	Tesa	Compressa	Taglio
PARAGHIAIA	1.0	0.50	1φ16/10	1φ16/20	-

Tabella 14 – Geometria sezione e armatura del muro paraghiaia

La verifica a taglio è soddisfatta come elemento non armato a taglio. Si prevede comunque un minimo di armatura a taglio costituita da spilli φ10/40x40

VERIFICHE BASE MURO PARAGHIAIA				
VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO				
N	M	σc,min	σs,max	Wk
KN/m	kNm/m	MPa	MPa	mm
-34	95	-3.21	108.58	0.052
VERIFICA ALLO STATO LIMETE ULTIMO				
N	M	C.S. (Mu; Nu)	T	Tu
KN/m	kNm/m		KN/m	KN/m
-46	136	2.62	113	227.09
VERIFICA IN CONDIZIONE SISMICA				
N	M	C.S. (Mu; Nu)	T	Tu
KN/m	kNm/m		KN/m	KN/m
-34	133	2.63	108	225.49

Tabella 15 – Verifiche del muro paraghiaia

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	ITINERARIO NAPOLI-BARI. RADDOPPIO TRATTA CANCELLO - BENEVENTO. II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO - VITULANO. 2° LOTTO FUNZIONALE TELESE - SAN LORENZO.					
	VI18 – Ponte Fornace – PONTE dal km 38+413.00 al km 38+443.00 Spalle - Relazione di calcolo	COMMESSA IF0H	LOTTO 22 D 11	CODIFICA CL	DOCUMENTO VI1800 001	REV. A

10.3 Muri laterali

In questo paragrafo si riporta il calcolo dei muri laterali della spalla. Tali muri sono sollecitati essenzialmente dalle spinte del terreno di riempimento all'interno della spalla e dei sovraccarichi presenti su di esso in condizioni statiche e sismiche.

Nella tabella che segue sono indicati parametri geometrici, meccanici e di carico utilizzati nell'analisi. Il modello di calcolo utilizzato è quello di mensola incastrata al muro frontale.

MURI LATERALI		
SPESSORI MURO	S1	1.20 m
	S2	0.70 m
	S3	0.00 m
	S4	0.00 m
ALTEZZE PARZIALI MURO	h1	4.00 m
	h2	3.00 m
	h3	0.00 m
	h4	0.00 m
Lunghezza Massima Muri Laterali	5.40 m	
Altezza Totale	7.0 m	
Spessore medio Muri Laterali	1.0 m	
Altezza Baricentro Muro	3.9 m	
Peso Muro Laterale	172.5 kN/m	
Sovraccarico accidentale	50.0 kN/mq	
Peso Specifico Terreno di Rilevato	20.0 kN/mc	
Coefficiente di spinta a riposo K_0	0.384	
Spinta a riposo (terreno)	188.33 kN/m	
Spinta a riposo (sovraccarico)	134.52 kN/m	
Spinta Sismica (Teoria di Wood)	401.8 kN/m	
Forza di inerzia Muro Laterale	66.9 kN/m	

Tabella 16 – Valutazioni pesi e spinte agenti sui muri laterali

Muro	Sezione di verifica		Armatura		
	Base [m]	Altezza [m]	Tesa	Compressa	Taglio
LATERALE	1.0	1.2	1 ϕ 26/10	1 ϕ 26/20	Spilli 1 ϕ 12/20x40

Tabella 17 – Geometria sezione e armatura dei muri laterali

VERIFICHE SPICCATOMURO LATERALE				
VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO				
N	M	σ_{min}	σ_{max}	Wk
KN/m	kNm/m	MPa	MPa	mm
-173	910	-4.62	151.00	0.085
VERIFICA ALLO STATO LIMETE ULTIMO				

N	M	C.S. (Mu; Nu)	T	Tu
KN/m	kNm/m		KN/m	KN/m
-233	1276	1.86	449	1431.39

VERIFICA IN CONDIZIONE SISMICA				
N	M	C.S. (Mu; Nu)	T	Tu
KN/m	kNm/m		KN/m	KN/m
-173	2203	1.06	684	1431.39

Tabella 18 – Verifiche dei muri laterali

10.4 Plinto di fondazione

In questo paragrafo si riporta la determinazione delle sollecitazioni in quota testa pali che si ottengono sommando, alle azioni provenienti dall'impalcato, la risultante e il momento risultante dei pesi della struttura, del terreno interno alla spalla e delle spinte dovute al rilevato rispetto al baricentro del plinto. In condizioni sismiche si è tenuto conto dell'incremento di spinta delle inerzie.

Nella tabella che segue sono indicati i parametri geometrici, meccanici e di carico del plinto utilizzati nell'analisi per il calcolo della risultante e momento risultante rispetto al baricentro del plinto di fondazione.

PLINTO DI FONDAZIONE	
Peso Muro Laterale (singolo)	932 kN
Peso totale Muri Laterali	1863 kN
Peso Muro Frontale	2295 kN
Peso Ringrosso Muro Frontale	202 kN
Ecc. Long. Muro Frontale - Plinto	1.45 m
Ecc. Long. Ringrosso Muro Frontale - Plinto	1.25 m
Ecc.Appoggi Plinto	1.65 m
Peso Muro Paraghiaia	456 m
Peso Mensola Paraghiaia	0 kN
Ecc. Long. Muro Paraghiaia - Plinto	0.30 kN
Peso Terreno Interno	8342 kN
Peso Accidentali	3113 kN
Eccentricità long Terreno -Plinto	-2.15 m
Spessore Plinto	2.00 m
Lunghezza plinto	9.60 m
Larghezza plinto	13.70 m
Peso plinto di fondazione	6576 kN
Altezza Rilevato (Hmur.frontale+Hmur.paragh.+Spessore Plinto)	8.70 m
Coefficiente di spinta a riposo Ko STRU	0.384
Coefficiente di spinta a riposo Ko GEO	0.470
Spinta a riposo rilevato	3927 kN
Spinta a riposo sovraccarichi STRU	2257 kN
Spinta sismica	7920 kN

V118 – Ponte Fornace – PONTE dal km 38+413.00
al km 38+443.00 Spalle - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	22 D 11	CL	V11800 001	A	76 di 88

z	-3.60	0.00	3.60	-3.60	0.00	3.60	-3.60	0.00	3.60	-3.60	0.00	3.60
y	5.40	5.40	5.40	1.80	1.80	1.80	-1.80	-1.80	-1.80	-5.40	-5.40	-5.40
z²	12.96	0.00	12.96	12.96	0.00	12.96	12.96	0.00	12.96	12.96	0.00	12.96
y²	29.16	29.16	29.16	3.24	3.24	3.24	3.24	3.24	3.24	29.16	29.16	29.16
W_y	36.00	36.00	36.00	108.00	108.00	108.00	-108.00	-108.00	-108.00	-36.00	-36.00	-36.00
W_z	-28.80	0.00	28.80	-28.80	0.00	28.80	-28.80	0.00	28.80	-28.80	0.00	28.80

Tabella 21 – Numero di pali e coordinate rispetto al baricentro del plinto

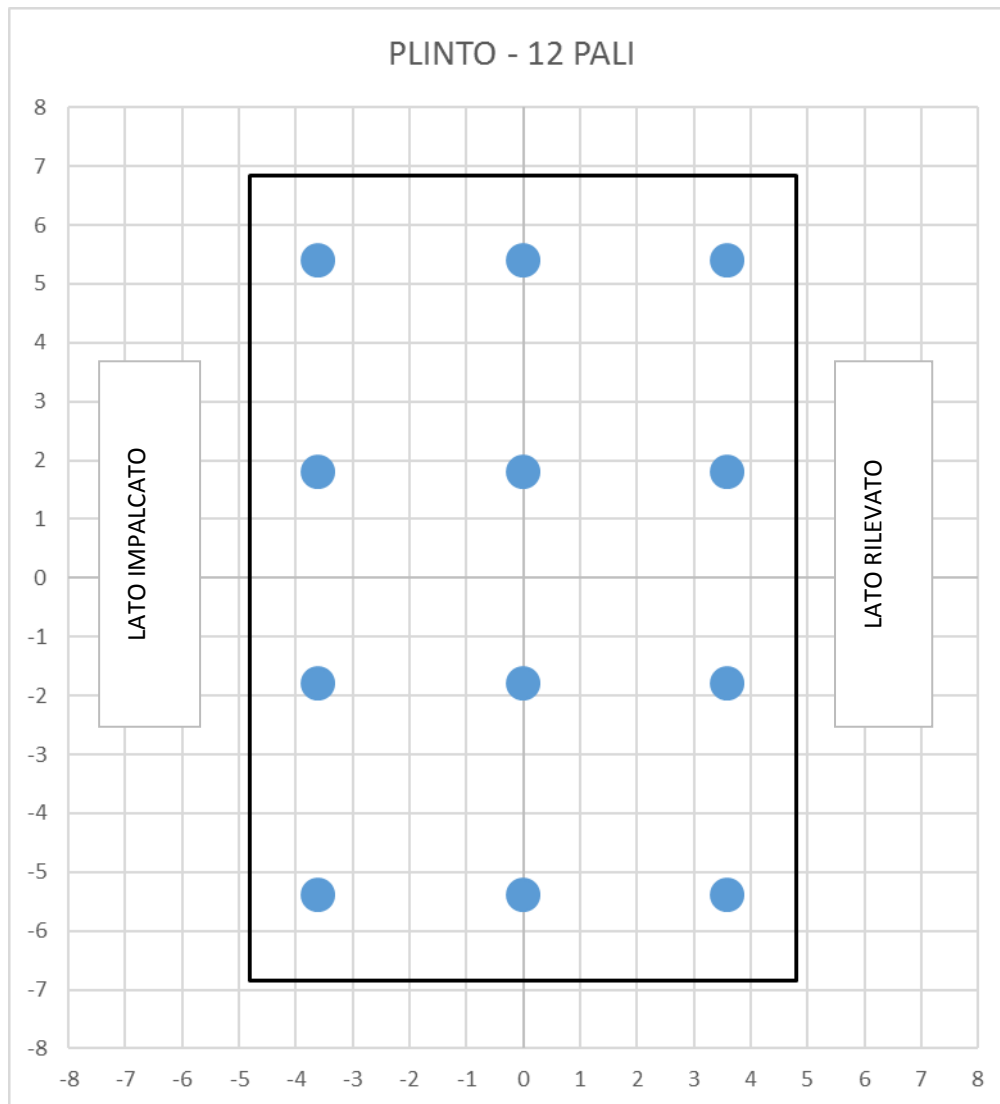


Figura 11 – Geometria Palificata

Tabella 22 – Massime e minime sollecitazioni nei pali di fondazione

SFORZI MASSIMI E MINIMI NEI PALI						
Combo	N _{min}		N _{max}		V _{max}	M _{max}
	Palo	[kN]	Palo	[kN]	[kN]	[kNm]
Gr.1	10	-3604	3	-1500	590	1533
Gr.3	10	-3959	3	-1230	694	1805
Gr.1	10	-3258	3	-1435	562	1460
Gr1	10	-3319	3	-1432	560	1456
Gr.1	10	-4939	3	-2104	624	1623
Gr.3	10	-5454	3	-1713	775	2016
Gr.1	10	-4438	3	-2008	583	1516
Gr1	10	-4527	3	-2004	581	1510
Ex+0,3Ey+0,3Ez	10	-7530	3	2764	1854	4819
0,3Ex+Ey+0,3Ez	10	-5450	3	753	1077	2801
Ex+0,3Ey-0,3Ez	10	-7172	3	2971	1846	4800
0,3Ex+Ey-0,3Ez	10	-5110	3	950	1034	2688
		-7530		2971	1854	4819

Il tacco anteriore del plinto di fondazione è stato verificato ipotizzando un meccanismo di tirante puntone. Si riporta di seguito la verifica. La larghezza di diffusione è stata valutata in corrispondenza del filo anteriore del muro frontale, mediante una diffusione a 45° a partire dal piano medio del palo (vedi figura seguente), mentre l'altezza della biella compressa è stata valutata pari a 0.2 d_p (con d_p altezza utile della sezione del plinto).

La verifica è stata eseguita in corrispondenza del palo più sollecitato (generalmente quello di spigolo).

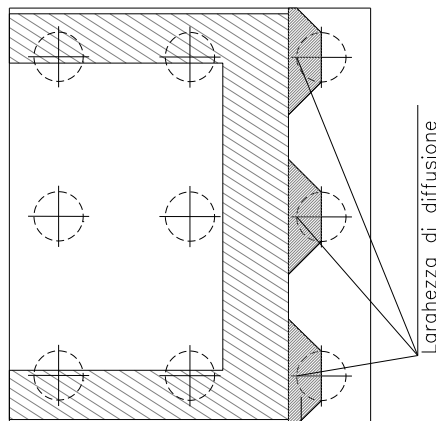
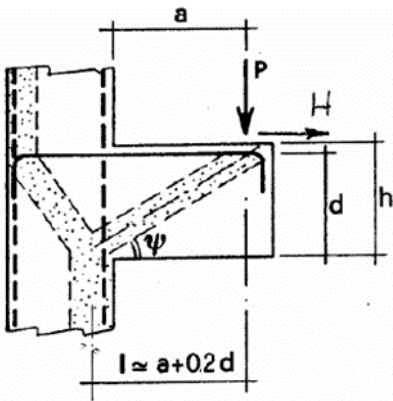


Figura 12 – Diffusione delle azioni dal palo al muro frontale

VERIFICA MENSOLE TOZZE - MECCANISMO TIRANTE PUNTONE secondo Circ 617-09/ C4.1.2.1.5

VERIFICA - MECCANISMO TIRANTE PUNTONE.



P, H : Carichi Esterni di Progetto (P_{Ed}, H_{Ed})

P_R : Portanza mensola in termini di resistenza dell'armatura metallica

$$P_R = P_{Rs} = (A_s f_{yd} - H_{Ed}) \frac{1}{\lambda} \quad \lambda = \text{ctg} \psi \approx l / (0,9d).$$

P_{Rc} : Portanza mensola in termini di resistenza della Biella compressa

$$P_{Rc} = 0,4 b d f_{cd} \frac{c}{1 + \lambda^2} \geq P_{Rs}$$

CONDIZIONI DI VERIFICA

$$P_R \geq P_{Ed}$$

$$P_{Rc} \geq P_{Rs}$$

Dati di progetto

Ldiff(m)	3.75	m	Lunghezza di diffusione
b(m)=	1.00	m	dimensione trasversale di verifica mensola
N_{Ed} (KN) =	7530	KN	Sforzo normale massimo pali
P_{Ed} (KN) =	2008	KN	Carico complessivo VERTICALE diffuso
H_{Ed} (KN) =	0	KN	Carico complessivo ORIZZONTALE sulla fascia di dimensione b
a(m) =	1.30	m	$\lambda = \text{ctg} \psi \approx l / (0,9d)$
h(m) =	2.00	m	d caastro
δ (m) =	0.10	m	spessore mensola
d(m) =	1.90	m	copriferro riferito al baricentro delle armature compressive in trazione
l(m) =	1.68	m	altezza utile
λ =	0.98		a+0,2d

Tipo di mensola (Valutazione coefficiente c)

$$c(m) = 1.00$$

Caratteristiche Materiali

f_{cd} =	16.5	MPa	Calcestruzzo
f_{yd} =	391.3	MPa	Acciaio

Caratteristiche Armature di Progetto

Registro tipo **R1**

n° R1=	1	ϕl (mm) =	22.0	p1(cm) =	10.0	$\theta 1^\circ$ =	0.0
--------	----------	-----------------	-------------	----------	-------------	--------------------	------------

VI18 – Ponte Fornace – PONTE dal km 38+413.00
al km 38+443.00 Spalle - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	22 D 11	CL	VI1800 001	A	79 di 88

$A\phi i (mm^2) =$	380.13	nb tot 1=	10.0	$A\phi TOT (mm^2)$	3801.3	$A\phi CAL(mm^2)$	3801.3
				=	2	=	2
<u>Registro tipo</u>	R2						
n° R2=	1	$\phi 2(mm) =$	22.0	p2(cm) =	10.0	$\theta 2^\circ =$	0.0
$A\phi i (mm^2) =$	380.13	nb tot 2 =	10.0	$A\phi TOT (mm^2)$	3801.3	$A\phi CAL(mm^2)$	3801.3
				=	2	=	2
Verifiche di resistenza							
$\Psi =$	0.794	rad			45.51	°	
$P_{RS} =$	3028.1	KN		PRs>PEd- Verifica Soddisfatta			
$P_{RC} =$	6366.1	KN		PRc>PRs - Verifica Soddisfatta			

Tabella 23 – Verifica dello zoccolo anteriore del plinto di fondazione con meccanismo tirante-puntone

	ITINERARIO NAPOLI-BARI. RADDOPPIO TRATTA CANCELLO - BENEVENTO. II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO - VITULANO. 2° LOTTO FUNZIONALE TELESE - SAN LORENZO.					
	VI18 – Ponte Fornace – PONTE dal km 38+413.00 al km 38+443.00 Spalle - Relazione di calcolo	COMMESSA IF0H	LOTTO 22 D 11	CODIFICA CL	DOCUMENTO VI1800 001	REV. A

10.5 Pali di fondazione

Le sollecitazioni agenti nei pali di fondazione, sono state valutate mediante una ripartizione rigida delle sollecitazioni globali agenti a quota testa pali e in corrispondenza del baricentro del plinto di fondazione. Il valore del momento flettente agente in testa ai pali, è stato ottenuto moltiplicando il taglio in testa per il parametro “ α ”. Il calcolo di tale parametro è riportato nella *Relazione geotecnica generale*.

L'individuazione dei pali a cui corrispondono tali sollecitazioni può essere effettuata mediante le tabelle riportate nel paragrafo precedente

6.4.7 Verifiche Geotecniche di capacità portante per carichi verticali

Confrontando il massimo sforzo di compressione agente nei pali con i valori riportate nelle curve di capacità portante dei pali (riportate all'interno della relazione geotecnica generale del Sub lotto dove ricade l'opera in esame), si è scelto di utilizzare dei pali aventi lunghezza pari a **32 m**.

6.4.8 Verifiche Geotecniche di capacità portante per carichi orizzontali

E' stato analizzato un palo diametro $D=1200$ mm $L=36$, con la stratigrafia del viadotto VI15.

La verifica viene condotta con riferimento al massimo taglio:

$T = 1961$ kN taglio massimo (condizione di carico sismica SLV).

Per il palo è prevista un'armatura longitudinale in testa costituita da doppia corona 26+26+20 $\Phi 28$ Il momento plasticizzazione della sezione circolare è pari a 6669 kNm (valutato con sollecitazione assiale nulla).

La verifica a carico limite è stata svolta incrementando il carico orizzontale man mano fino ad un carico massimo di 3600 kN e quindi $FS \geq 1.82$, considerando che il fattore di sicurezza per la verifica a carico orizzontale è valutato come $FS = \gamma_T \cdot \xi = 1.30 \cdot 1.40 = 1.82$ (da normativa vigente per verifica A1+M1+R3, condizione di carico SLV).

Nelle figure seguenti sono mostrate le curve P-Y con cui è stato modellato il palo di lunghezza 41 m suddividendolo in conci di 0.50 m; in particolare tali curve sono relative a due profondità, 5 m e 10 m da testa palo (spostamenti in mm e pressioni in kPa).

Nella seguenti figure è mostrato:

- l'andamento lungo il palo delle pressioni orizzontali mobilitate e della pressione limite;

- l'andamento del taglio massimo;

- l'andamento del momento lungo il palo; l'armatura del palo di progetto dovrà essere tale da avere un momento di plasticizzazione maggiore del valore massimo indicato in figura.

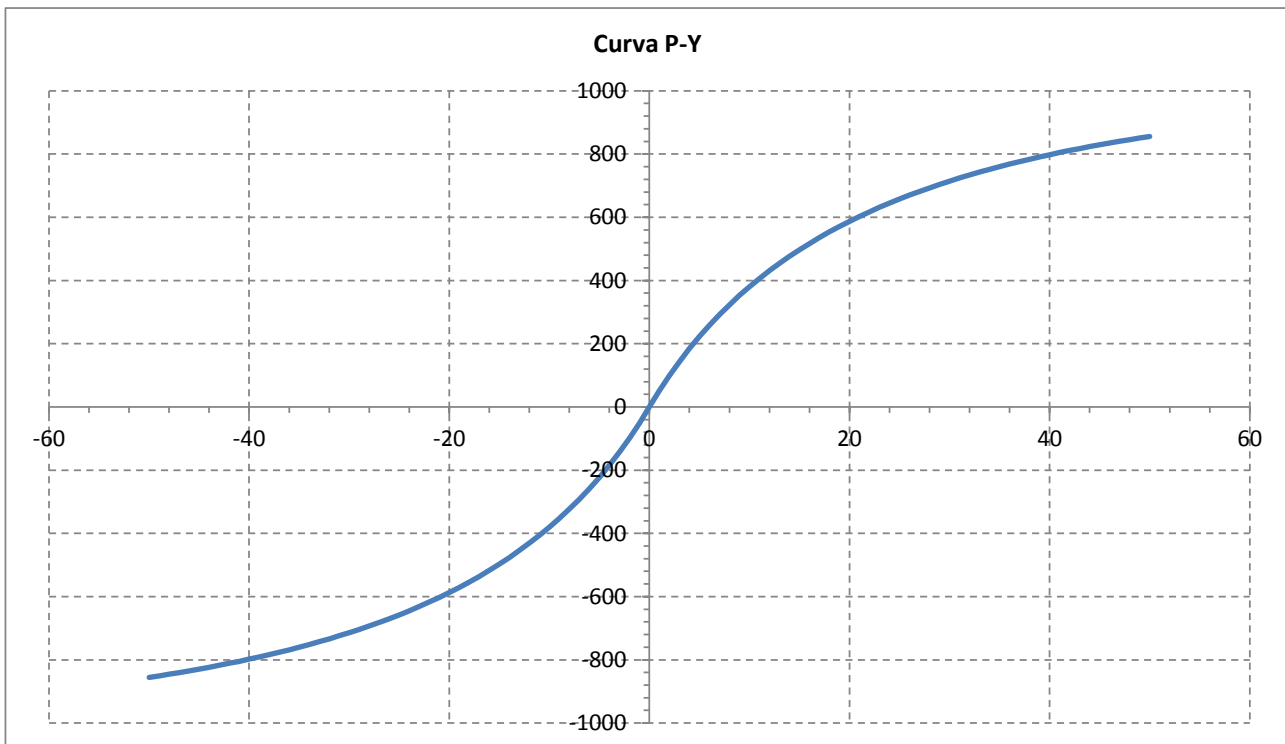


Figura 13 – curva P-Y a quota 5 m da testa palo

VI18 – Ponte Fornace – PONTE dal km 38+413.00
al km 38+443.00 Spalle - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	22 D 11	CL	VI1800 001	A	82 di 88

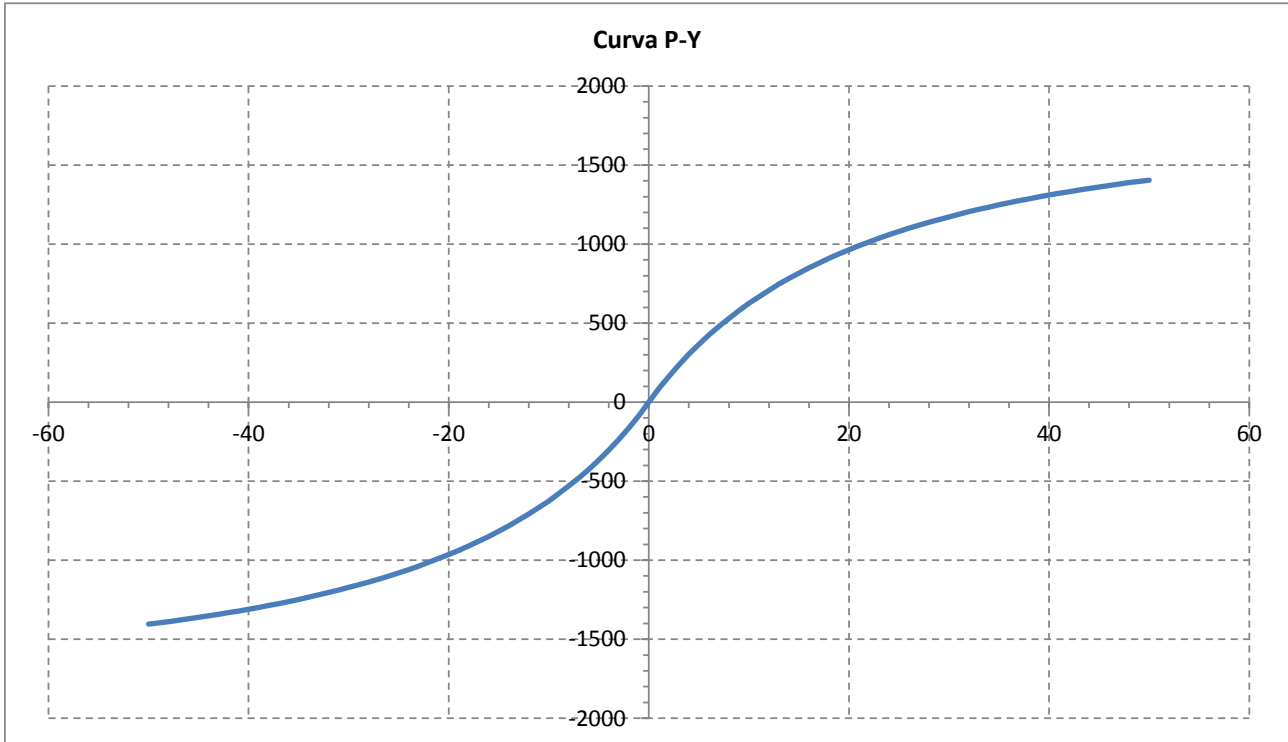


Figura 14 – curva P-Y a quota 10.0 m da testa palo

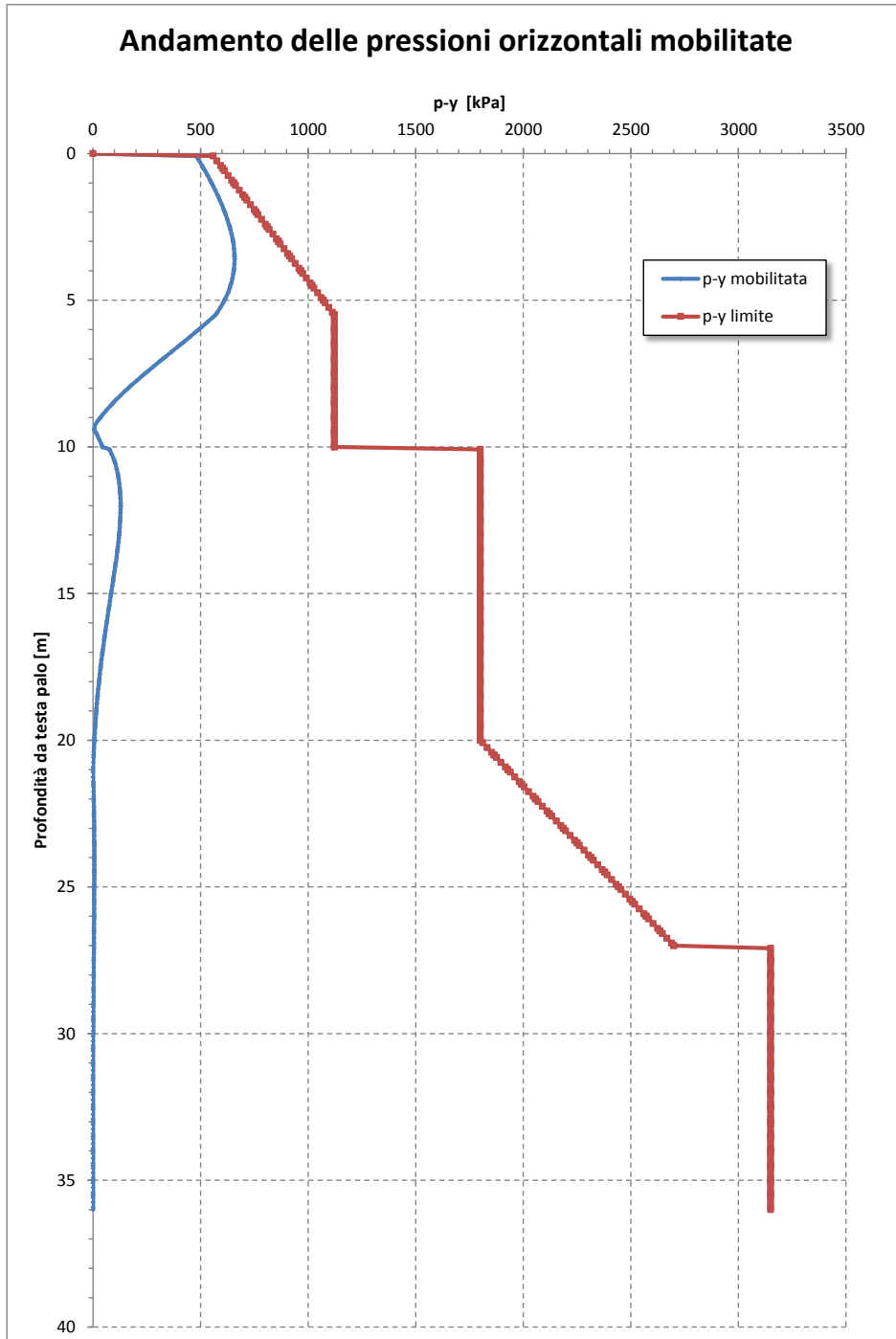


Figura 15 – Andamento pressioni orizzontali

VI18 – Ponte Fornace – PONTE dal km 38+413.00
al km 38+443.00 Spalle - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	22 D 11	CL	VI1800 001	A	84 di 88

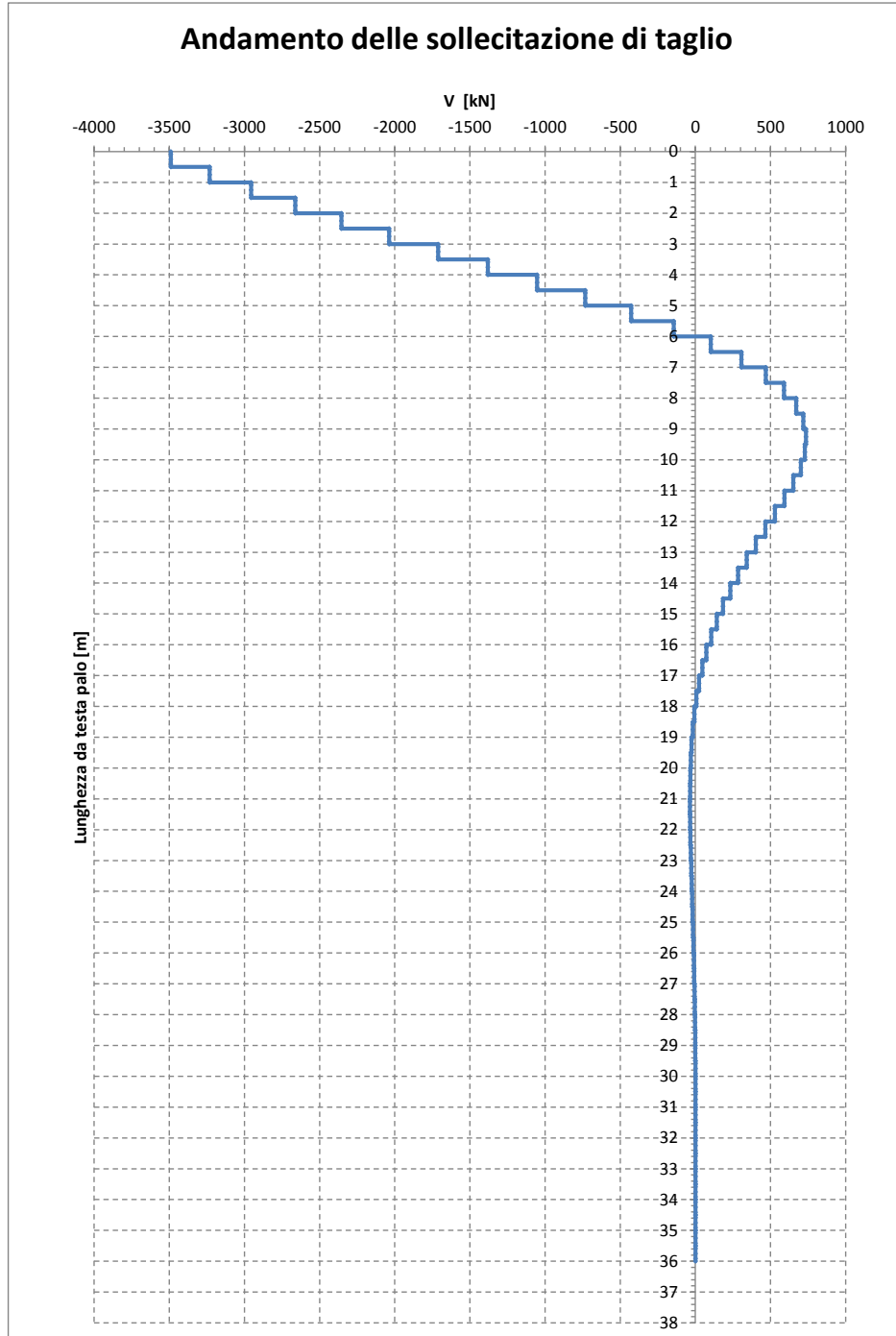


Figura 16 – Andamento taglio

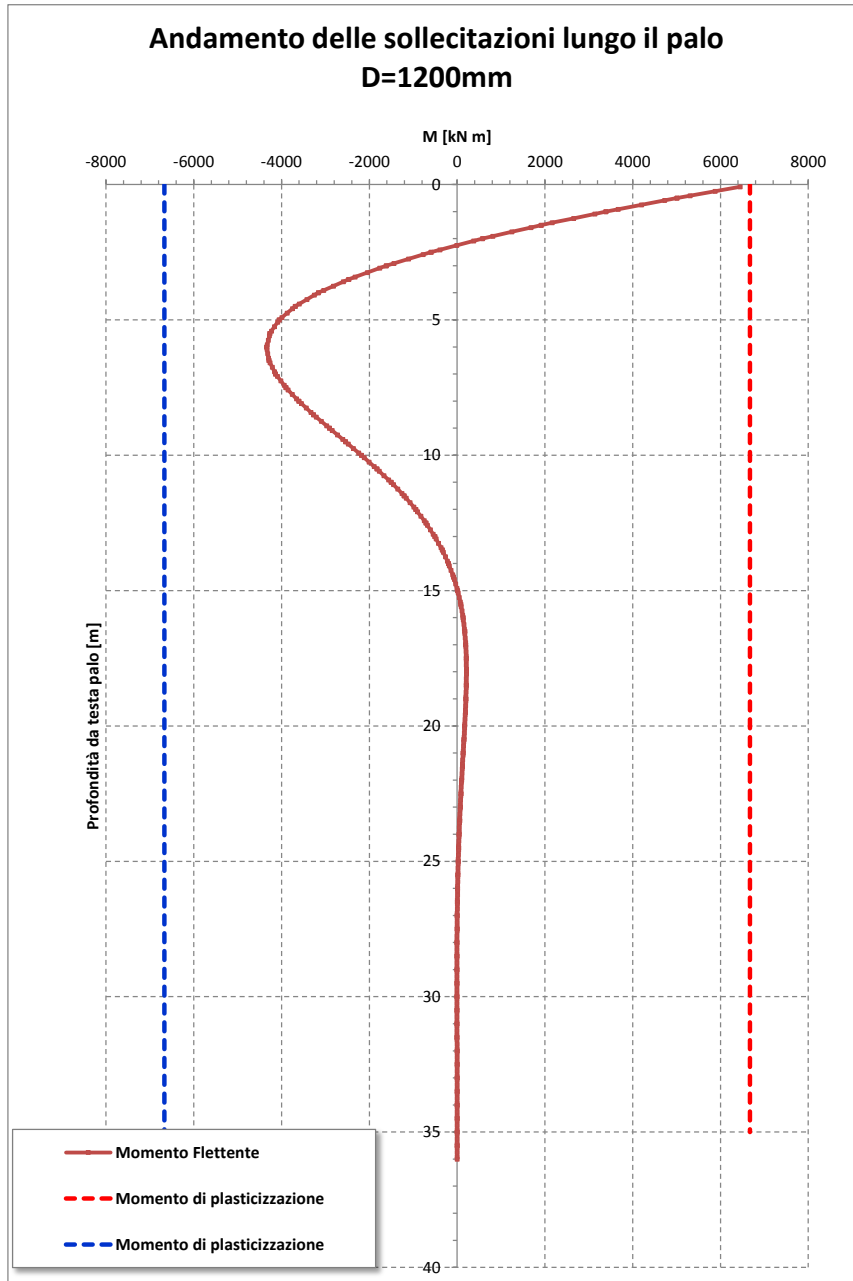


Figura 17 – Andamento momento

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	ITINERARIO NAPOLI-BARI. RADDOPPIO TRATTA CANCELLO - BENEVENTO. II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO - VITULANO. 2° LOTTO FUNZIONALE TELESE - SAN LORENZO.					
	VI18 – Ponte Fornace – PONTE dal km 38+413.00 al km 38+443.00 Spalle - Relazione di calcolo	COMMESSA IF0H	LOTTO 22 D 11	CODIFICA CL	DOCUMENTO VI1800 001	REV. A

6.4.9 Verifiche Strutturali Pali

Si riportano di seguito le sollecitazioni e le verifiche di resistenza per le varie combinazioni di carico, e per i pali soggetti al massimo e al minimo sforzo normale.

Palo	Sezione di verifica	Armatura	
	D [m]	Armatura longitudinale	Taglio
Φ1200	1.2	I STRATO: 2x26φ28 II STRATO: 20 φ28	Spirale 1φ14/10+ (2+2) φ14/10

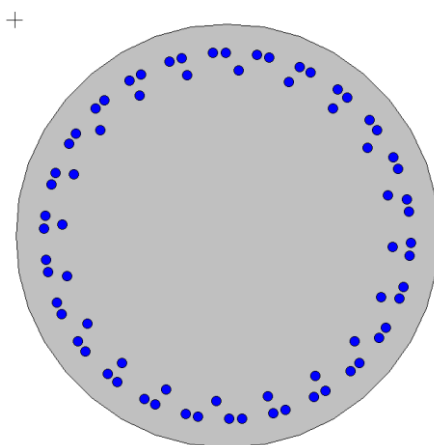


Figura 18 – Disposizione armatura longitudinale pali

PALO - Verifiche allo SLU						
Combinazioni		N kN	Mlong kNm	Tlong kN	C.S. (NRd, MRd)	C.S. (VRd)
Max N	Ex+0.3Ey+0,3Ez	-7530	4819	1854	1.30	1.72
Min N	Ex+0.3Ey-0,3Ez	2971	4800	1846	1.12	1.73
Max VL	Ex+0.3Ey+0,3Ez	2764	4819	1854	1.12	1.72

PALO - Verifiche allo SLE						
Combinazioni		N kN	Mlong kNm	σ _c Mpa	σ _s Mpa	Wk mm
RARA	Gr.3	-3959	1805	-7.82	65.10	0.038
	Gr.3	-1230	1805	-7.47	111.48	0.108

Tabella 24 – Verifica dei pali di fondazione

Si precisa che la verifica a taglio è condotta su una sezione rettangolare equivalente (in termini di aree) con base 100 cm.

11) ANALISI E VERIFICA SPALLA MOBILE (S1)

Per le verifiche strutturali degli elementi della spalla mobile si rimanda a quanto già esposto a riguardo per il caso della spalla fissa, in quanto, a parità di sezioni resistenti degli elementi, quest'ultima risulta interessata da sollecitazioni maggiormente gravose.

Si procede pertanto unicamente con la valutazione delle sollecitazioni in fondazione per le varie combinazioni di carico, ai fini del dimensionamento geotecnico dei pali.

11.1 Pali di fondazione

Si riportano di seguito gli scarichi a quota testa pali, riferiti al baricentro del plinto, e gli sforzi massimi e minimi agenti sui pali della spalla mobile:

SOLLECITAZIONI A QUOTA TESTA PALI (BARICENTRO PLINTO)							
Combinazione	N	Mlong	Mtrasv	Tlong	Ttrasv		
							KN
SLE	Gr.1	1	30621	13741	5278	6620	499
	Gr.3	2	30777	14084	4066	6634	374
	Gr.1	3	28157	9081	8480	6521	374
	Gr1	4	28510	9749	9078	6535	374
SLU (STR)	Gr.1	5	42257	20251	7778	6803	736
	Gr.3	6	42483	20748	6020	6823	555
	Gr.1	7	38674	13492	12474	6662	555
	Gr1	8	39186	14461	13340	6682	555
SLV	Ex+0,3Ey+0,3Ez	9	28595	73354	15855	16969	3407
	0,3Ex+Ey+0,3Ez	10	28112	18568	52686	6074	10610
	Ex+0,3Ey-0,3Ez	11	25211	71210	16528	16952	2767
	0,3Ex+Ey-0,3Ez	12	24958	16540	53478	6057	9970

Tabella 25 – Sollecitazioni ad intradosso plinto (quota testa pali)

SFORZI MASSIMI E MINIMI NEI PALI						
Combo	N _{min}		N _{max}		V _{max}	M _{max}
	Palo	[kN]	Palo	[kN]	[kN]	[kNm]
Gr.1	10	-3492	3	-1611	553	1438
Gr.3	10	-3480	3	-1650	554	1440
Gr.1	10	-3205	3	-1488	544	1415
Gr1	10	-3275	3	-1477	545	1418
Gr.1	10	-4774	3	-2269	570	1483
Gr.3	10	-4756	3	-2325	570	1483
Gr.1	10	-4358	3	-2087	557	1448
Gr1	10	-4460	3	-2071	559	1453
Ex+0,3Ey+0,3Ez	10	-6259	3	1494	1442	3750
0,3Ex+Ey+0,3Ez	10	-5108	3	423	1019	2649
Ex+0,3Ey-0,3Ez	10	-5898	3	1696	1431	3721
0,3Ex+Ey-0,3Ez	10	-4773	3	613	972	2528
		-6259		1696	1442	3750

Tabella 26 – Massime e minime sollecitazioni nei pali di fondazione

6.4.10 Verifiche Geotecniche di capacità portante per carichi verticali

Confrontando il massimo sforzo di compressione agente nei pali con i valori riportate nelle curve di capacità portante dei pali (riportate all'interno della relazione geotecnica generale del Sub lotto dove ricade l'opera in esame), si è scelto di utilizzare dei pali aventi lunghezza pari a **28 m**.

6.4.11 Verifiche Geotecniche di capacità portante per carichi orizzontali

Per le verifiche geotecniche a carico limite orizzontale, si rimanda a quanto già esposto a riguardo per il caso della Spalla Fissa ritenute significative anche per il caso della Spalla Mobile.

6.4.12 Verifiche Strutturali Pali

Per le verifiche strutturali dei pali della Spalla Mobile, si rimanda a quanto già esposto a riguardo per il caso della spalla fissa, in quanto, a parità di sezioni resistenti degli elementi, quest'ultima risulta interessata da sollecitazioni maggiormente gravose.