

COMMITTENTE



PROGETTAZIONE:



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

U.O. INFRASTRUTTURE SUD

PROGETTO DEFINITIVO

LINEA PESCARA - BARI

RADDOPPIO TRATTA FERROVIARIA TERMOLI - LESINA

LOTTI 2 e 3 – RADDOPPIO TERMOLI - RIPALTA

Opere d'arte maggiore – Ponti e Viadotti Ferroviari

VI01 da km 2+783,900 a km 2+815.9

Relazione di calcolo Spalla S2

SCALA:

-

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

L I 0 2 0 2 D 7 8 C L V I 0 1 0 4 0 0 2 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	EMMISSIONE ESECUTIVA	M.Piscitelli	Maggio 2019	G. Giustino	Maggio 2019	B.M. Bianchi	Maggio 2019	D. Tiberti Maggio 2019

File: LI0202D78CLVI0104001A.doc

n. Elab.:

ITALFERR S.p.A.
Gruppo Ferrovie dello Stato
Direzione Generale
UO Infrastrutture
Dott. Ing. Donato Tiberti
Ordine degli Ingegneri Prov. di Napoli n. 10876

INDICE

1	PREMESSA	4
2	DESCRIZIONE DELL'OPERA	5
2.1	Descrizione della spalla in esame	7
3	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	8
3.1	Categoria di sottosuolo	8
3.2	Capacità portante dei pali e stratigrafia di progetto	8
4	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	9
4.1	Documenti Referenziati	9
4.2	Unità di misura	9
5	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	10
5.1	Classi di esposizione e copriferri	10
5.2	Calcestruzzo pali e plinti di fondazione $R_{ck} > 30$ Mpa (C25/30)	11
5.3	Calcestruzzo parti in elevazione pile e spalle e solettoni $R_{ck} > 40$ Mpa (C32/40)	11
5.4	Acciaio d'armatura B450C	11
6	ANALISI DEI CARICHI	12
6.1	\schema appoggi	12
6.2	REAZIONI appoggi	13
6.3	Azioni Sismiche (Q7)	16
6.3.1	Vita nominale	17
6.3.2	Classe d'uso	18
6.3.3	Periodo di riferimento	19
6.3.4	Valutazione dei parametri di pericolosità sismica	19
6.3.5	Caratterizzazione sismica del terreno	19
6.3.6	Parametri sismici di calcolo e spettro elastico di risposta	21
6.3.7	Spettri di risposta di progetto	23
6.4	Resistenze Parassite dei vincoli (Q8)	25
6.5	Gruppi di Carico	25
7	COMBINAZIONI DI CARICO	26
8	CRITERI DI VERIFICA	29
8.1	Verifica agli SLU: Pressoflessione e Taglio	29
8.1.1	Verifica a pressoflessione	29
8.1.2	Verifica a taglio	29
8.2	Verifica agli SLE: Limitazione delle Tensioni e Fessurazione	30
8.2.1	Verifica di fessurazione	30
8.2.2	Verifica delle tensioni di esercizio	31
9	MODELLO DI CALCOLO	31

VI01 da km 2+783,900 a km 2+815.9: Relazione di calcolo Spalla S2

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
LI02	02D78	CL	VI0104001	A	3 di 52

9.1	Condizioni statiche	31
9.2	Condizioni sismiche	33
10	VERIFICA DELLA SPALLA MOBILE S01	34
10.1	MURO FRONTALE	34
10.2	Muro paraghiaia	39
10.3	Muri laterali	40
11	VERIFICA DELLE FONDAZIONI	41
11.1	plinto di fondazione	41
11.2	pali di fondazione	45
11.3	Verifiche di capacità portante	47
11.3.1	Capacità portante Pali Di Gruppo	48
11.4	Capacità portante laterale dei pali di fondazione	48
11.5	Valutazione dei cedimenti in fondazione	48
12	APPOGGI E GIUNTI	49
12.1	Appoggi	49
12.2	Escursione dei giunti	50
13	CONCLUSIONI	52



LINEA PESCARA - BARI
RADDOPPIO TRATTA FERROVIARIA TERMOLI - LESINA
LOTTI 2 e 3 – RADDOPPIO TERMOLI - RIPALTA

VI01 da km 2+783,900 a km 2+815.9: Relazione di calcolo Spalla S2

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
LI02	02D78	CL	VI0104001	A	4 di 52

1 PREMESSA

Il presente documento viene emesso nell'ambito della redazione degli elaborati tecnici di progetto definitivo del corpo stradale ferroviario, delle opere d'arte e delle opere interferite relative al raddoppio ferroviario della Linea Bari - Pescara nella tratta Termoli - Ripalta, per uno sviluppo complessivo di 24.930,52 km.

L'opera oggetto delle analisi riportate nei paragrafi seguenti rientra fra quelle inserite nella categoria denominata "OPERE PRINCIPALI – PONTI E VIADOTTI".

Quanto riportato di seguito consentirà di verificare che il dimensionamento delle strutture è stato effettuato nel rispetto dei requisiti di resistenza e deformabilità richiesti all'opera.

2 DESCRIZIONE DELL'OPERA

La presente relazione ha per oggetto le analisi e le verifiche della spalla S01 del viadotto ferroviario denominato VI01 a singola campata di luce 32 m, previsto tra le progressive chilometriche 2+783.90 e 2+815.90.

Il viadotto, a doppio binario, presenta una campata di luce pari a 32m a struttura mista acciaio-clc in semplice appoggio. La piattaforma ha una larghezza totale di 13.70 m ed ospita due binari posti ad interasse di 4.0 m.

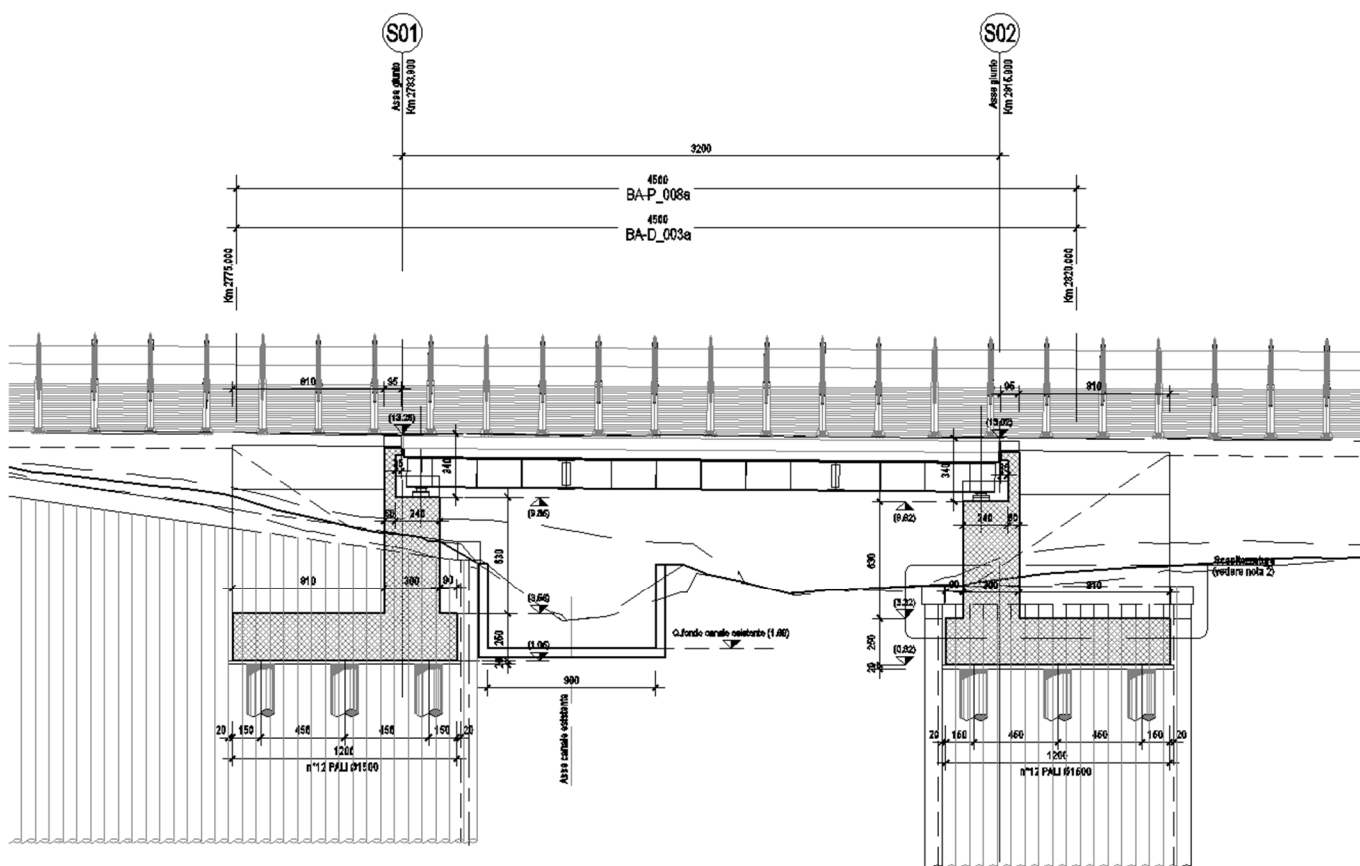


Figura 1 – Profilo longitudinale VI01

Gli impalcati in acciaio-clc da 32.0 m sono costituiti da sei travi in acciaio ad interasse di 1.70 m e altezza pari a 1.70 m. Al di sopra delle travi viene realizzata una soletta in calcestruzzo gettata in opera avente spessore variabile da un minimo di 0.35 m ad un massimo di 0.42 in asse impalcato.

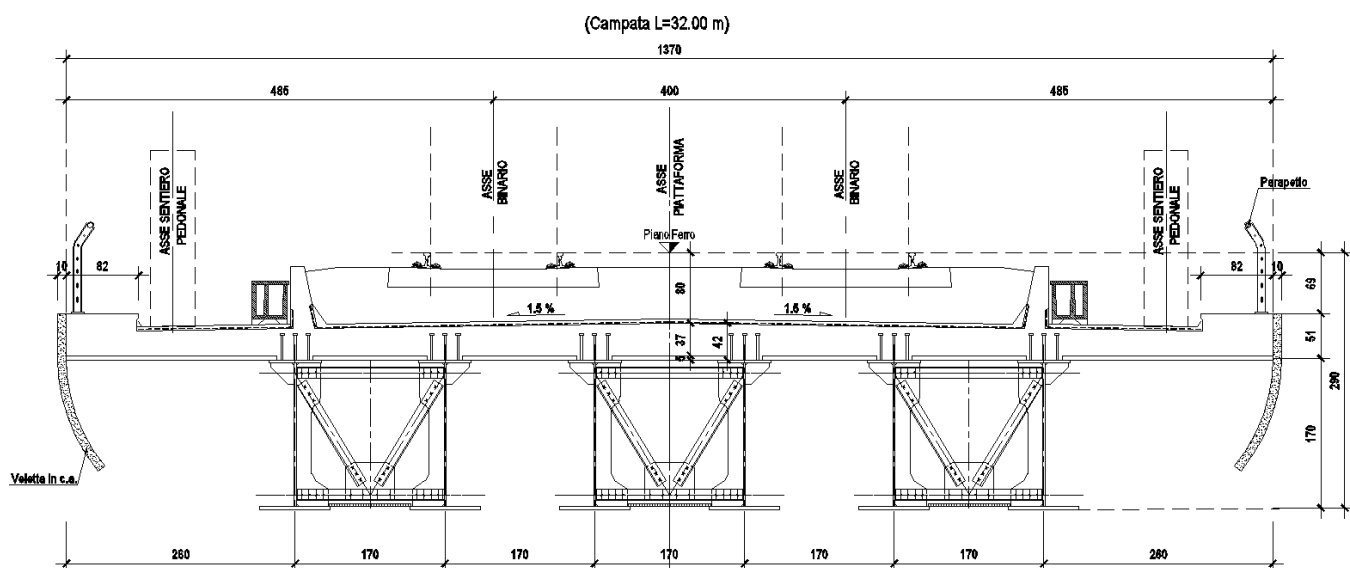


Figura 2 - Sezione trasversale impalcato in acciaio-cls

Oggetto del presente documento sono quindi le analisi e le verifiche delle spalle, in particolare della spalla S02, relativa all'impalcato in acciaio-cls da 32.0 m.

WBS	SPALLE	H _{calcolo}	IMPALCATI							SISMA		FONDAZIONE				
			R _{min} [m]	Lato sx	L [m]	App.	Lato dx	L [m]	App.	Zona Sismica	Categoria Sottosuolo	D _{pali} [m]	n _{pali} [m]	Stratig.	Liquefaz.	Scalzam. [m]
VI01	S02	6.3	∞	Acciaio-cls	32	Mobile	-	-	-	S1	D	1.5	12	1a	NO	-

Tabella 1 – Sintesi delle spalle del viadotto VI01

2.1 DESCRIZIONE DELLA SPALLA IN ESAME

Le sottostrutture consistono in due spalle con fondazioni di tipo profondo su pali. La spalla indicata con “S01” è la spalla fissa mentre quella indicata con “S02” è la spalla mobile. Il presente documento contiene le verifiche strutturali e geotecniche della spalla S02.

Di seguitosi riportano le principali caratteristiche geometriche delle sottostrutture.

SPALLA MOBILE S02

- Altezza muro frontale: 6.30 m
- Spessore muro frontale: 3.00 m
- Altezza muro paraghiaia: 2.60 m
- Spessore muro paraghiaia: 0.60 m
- Spessore plinto di fondazione: 2.50 m
- Lunghezza plinto di fondazione: 12.00 m
- Larghezza plinto di fondazione: 16.50 m
- Spessori muri laterali: 1.20 m
- Pali: 12 ϕ 1500, Interasse: 4.50 m, L = 43 m

Tabella 2 – Caratteristiche geometriche spalla S02

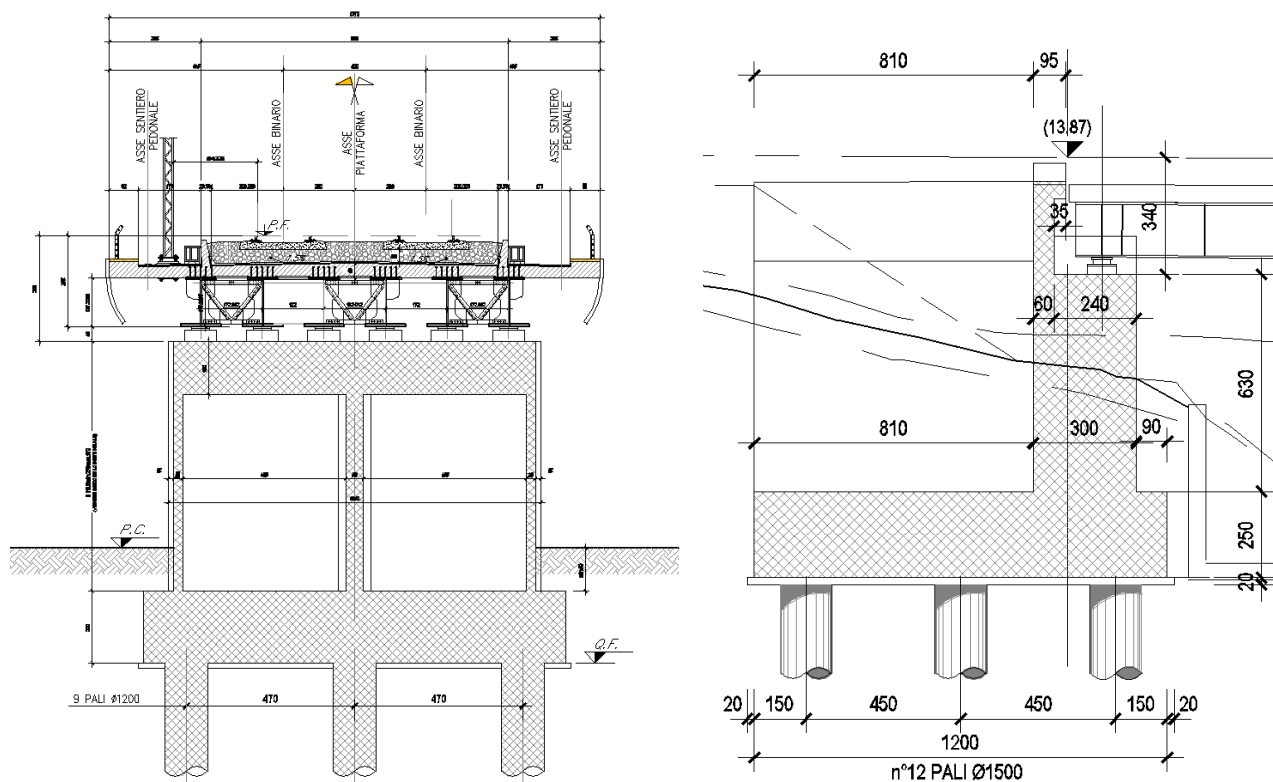


Figura 3 – Sezioni in direzione longitudinale e trasversale

	LINEA PESCARA - BARI RADDOPPIO TRATTA FERROVIARIA TERMOLI - LESINA LOTTI 2 e 3 – RADDOPPIO TERMOLI - RIPALTA					
	VI01 da km 2+783,900 a km 2+815.9: Relazione di calcolo Spalla S2	COMMESSA LI02	LOTTO 02D78	CODIFICA CL	DOCUMENTO VI0104001	REV. A

3 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

3.1 CATEGORIA DI SOTTOSUOLO

Dalle Dalle indagini sismiche (S3V, MASW2, MASW3) è possibile determinare la categoria di sottosuolo di riferimento per la definizione dell'azione sismica; per l'opera in esame si assume una categoria di sottosuolo D.

3.2 CAPACITÀ PORTANTE DEI PALI E STRATIGRAFIA DI PROGETTO

La capacità portante per le fondazioni dei viadotti è stata valutata per pali di grande diametro $D=1500$ mm considerando l'Approccio 2 (A1+M1+R3) di normativa e quindi con i seguenti coefficienti parziali sulle resistenze di base e laterale:

Per le stratigrafie si sono considerati:

- N. 1 verticali di indagine, da cui $\xi_3 = 1.70$;
- F_{SL} = fattore di sicurezza per la portata laterale a compressione ($=\xi_3 \cdot \gamma_s = 1.96$);
- F_{SB} = fattore di sicurezza per la portata di base ($= \xi_3 \cdot \gamma_b = 2.30$);

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 per tutte le palificate si è considerato:

- testa palo a 2.5 m di profondità da p.c.;
- falda a p.c..

Per ulteriori dettagli si rimanda alla relazione geotecnica.



LINEA PESCARA - BARI
RADDOPPIO TRATTA FERROVIARIA TERMOLI - LESINA
LOTTI 2 e 3 – RADDOPPIO TERMOLI - RIPALTA

VI01 da km 2+783,900 a km 2+815.9: Relazione di calcolo Spalla S2

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
L102	02D78	CL	VI0104001	A	9 di 52

4 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

4.1 DOCUMENTI REFERENZIATI

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:

- [N.1]. L. n. 64 del 2/2/1974 "Provvedimento per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche".
- [N.2]. L. n. 1086 del 5/11/1971 "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica".
- [N.3]. Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 14-01-08 (NTC-2008);
- [N.4]. Circolare n. 617 del 2 febbraio 2009 - Istruzioni per l'Applicazione Nuove Norme Tecniche Costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008;
- [N.5]. Regolamento (UE) N.1299/2014 del 18 novembre 2014 della Commissione Europea. Relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema "infrastruttura" del sistema ferroviario dell'Unione Europea.
- [N.6]. Eurocodici EN 1991-2: 2003/AC:2010.
- [N.7]. RFI DTC SI MA IFS 001 B del 22-12-17 - Manuale di Progettazione delle Opere Civili.
- [N.8]. RFI DTC SI SP IFS 001 C – Capitolato generale tecnico di Appalto delle opere civili.
- [N.9]. CNR-DT207/2008 Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni.
- [N.10]. UNI 11104: Calcestruzzo: Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1

4.2 UNITÀ DI MISURA

Le unità di misura usate nella relazione:

lunghezze [m]; forze [kN]; momenti [kNm] tensioni [Mpa]

5 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

5.1 CLASSI DI ESPOSIZIONE E COPRIFERRI

Con riferimento alle specifiche di cui alla norma UNI EN 206-2004 e UNI 11104 2016, si definiscono di seguito le classi di esposizione del calcestruzzo delle diverse parti della struttura oggetto dei dimensionamenti di cui al presente documento:

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

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.

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

- Pile e spalle: 50 mm
- Plinti di fondazione: 40 mm
- Pali di fondazione: 60 mm

In termini di limiti di apertura delle fessure, alle prescrizioni normative presenti nelle NTC si sostituiscono in tal caso quelle fornite dal documento RFI DTC SICS MA IFS 001 B – 2.5.1.8.3.2.4 secondo cui la verifica nei confronti dello stato limite di apertura delle fessure va effettuata utilizzando le sollecitazioni derivanti dalla combinazione caratteristica (rara).

L'apertura convenzionale delle fessure dovrà risultare:

- $\delta_f \leq w_1 = 0.2 \text{ mm}$ 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), 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.

In definitiva, nel caso in esame, si adotta il limite w_1 sia per pile e spalle che per pali e plinti in quanto i primi ricadono in condizioni ambientali aggressive (classe XC4), mentre i secondi sono elementi a permanente contatto con il terreno.

5.2 CALCESTRUZZO PALI E PLINTI DI FONDAZIONE $R_{ck} > 30$ MPA (C25/30)

- | | |
|--|--|
| ▪ $R_{ck} = 30$ MPA | resistenza caratteristica cubica a 28 giorni |
| ▪ $f_{ck} = 25$ MPA | resistenza caratteristica cilindrica a 28 giorni |
| ▪ $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 33$ MPA | resistenza cilindrica valore medio |
| ▪ $f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2.56$ MPA | resistenza media a trazione semplice (assiale) |
| ▪ $f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 1.80$ MPA | resistenza caratteristica a trazione |
| ▪ $E_{cm} = 22000 [f_{cm}/10]^{0.3} = 31476$ MPA | modulo elastico |
| ▪ $\gamma = 25.0$ kN/m ³ | peso per unità di volume |

Resistenze di progetto allo SLU

- | | |
|---|---------------------------------------|
| ▪ $f_{cd} = 0.85 \cdot f_{ck} / \gamma_c = 14.2$ MPA; $\gamma_c = 1.50$ | resistenza di progetto a compressione |
| ▪ $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.20$ MPA | resistenza di progetto a trazione |

Resistenze di progetto allo SLE

- | | |
|---|---|
| ▪ $\sigma_{c,r} = 0.55 \cdot f_{ck} = 13.8$ MPA | tensione limite in combinazione caratteristica (rara) |
| ▪ $\sigma_{c,f} = 0.40 \cdot f_{ck} = 10.0$ MPA | tensione limite in combinazione quasi permanente |
| ▪ $\sigma_t = f_{ctm} / 1.2 = 2.13$ MPA | tensione limite di fessurazione (trazione) |

5.3 CALCESTRUZZO PARTI IN ELEVAZIONE PILE E SPALLE E SOLETTONI $R_{ck} > 40$ MPA (C32/40)

- | | |
|--|--|
| ▪ $R_{ck} = 40$ MPA | resistenza caratteristica cubica a 28 giorni |
| ▪ $f_{ck} = 32$ MPA | resistenza caratteristica cilindrica a 28 giorni |
| ▪ $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 40$ MPA | resistenza cilindrica valore medio |
| ▪ $f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 3.02$ MPA | resistenza media a trazione semplice (assiale) |
| ▪ $f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 2.12$ MPA | resistenza caratteristica a trazione |
| ▪ $E_{cm} = 22000 [f_{cm}/10]^{0.3} = 33346$ MPA | modulo elastico |
| ▪ $\gamma = 25.0$ kN/m ³ | peso per unità di volume |

Resistenze di progetto allo SLU

- | | |
|---|---------------------------------------|
| ▪ $f_{cd} = 0.85 \cdot f_{ck} / \gamma_c = 18.1$ MPA; $\gamma_c = 1.50$ | resistenza di progetto a compressione |
| ▪ $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.69$ MPA | resistenza di progetto a trazione |

Resistenze di progetto allo SLE

- | | |
|---|---|
| ▪ $\sigma_{c,r} = 0.55 \cdot f_{ck} = 17.6$ MPA | tensione limite in combinazione caratteristica (rara) |
| ▪ $\sigma_{c,f} = 0.40 \cdot f_{ck} = 12.8$ MPA | tensione limite in combinazione quasi permanente |
| ▪ $\sigma_t = f_{ctm} / 1.2 = 2.52$ MPA | tensione limite di fessurazione (trazione) |

5.4 ACCIAIO D'ARMATURA B450C

- | | |
|----------------------|--|
| ▪ $f_{yk} = 450$ MPA | resistenza caratteristica di snervamento |
| ▪ $f_{tk} = 540$ MPA | resistenza caratteristica a rottura |
| ▪ $E_s = 210000$ MPA | modulo elastico |

Resistenza di progetto allo SLU

- | | |
|--|---------------------------------------|
| ▪ $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391$ MPA ; $\gamma_s = 1.15$ | resistenza di progetto a compressione |
|--|---------------------------------------|

Resistenza di progetto allo SLE

- | | |
|--|---|
| ▪ $\sigma_{s,r} = 0.75 \cdot f_{yk} = 337.5$ MPA | tensione limite in combinazione caratteristica (rara) |
|--|---|


6 ANALISI DEI CARICHI


Per gli impalcati in acciaio di luce 70m si riportano di seguito gli scarichi sugli apparecchi d'appoggio rimandando alla relazione di calcolo dell'impalcato per l'analisi dei carichi dettagliata.

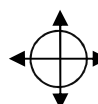
6.1 \SCHEMA APPOGGI

Lo schema dei vincoli della travata metallica è il seguente:



 Apparecchio di appoggio di tipo fisso

 Apparecchio di appoggio di tipo unidirezionale disposto in direzione longitudinale (**UNI_L**)

 Apparecchio di appoggio di tipo multidirezionale (**MULTI**)

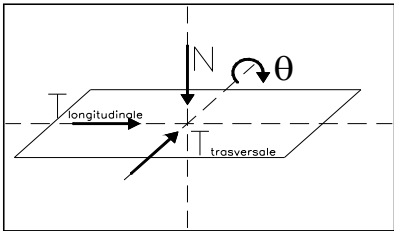
6.2 REAZIONI APPOGGI

Si riportano di seguito le reazioni agli appoggi.

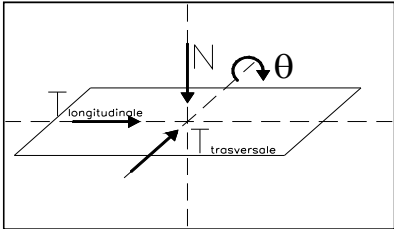
(si precisa che il PESO PROPRIO include sia il peso della carpenteria metallica che il peso della soletta in c.a.)

NOTA: Le reazioni riportate in tabella vanno incrementate del 10%.

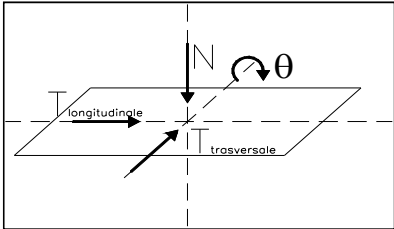
• VINCOLO FISSO

			Reazioni degli apparecchi di appoggio					
			max N	min N	max Tl	min Tl	max Tt	min Tt
			(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
Azioni (valori caratteristici)								
1.1	permanenti G, P	peso proprio	388	388	-	-	-	-
1.2		permanenti	387	387	-	-	-	-
1.3		precompressione	-	-	-	-	-	-
1.4		ritiro e viscosità	-	-	-	-	-	-
2.1	variabili Q	treni di carico	938	-16	-	-	-	-
2.2		veicoli speciali	-	-	-	-	-	-
2.3		forza centrifuga	-	-	-	-	-	-
2.4		avviamento e frenatura	299	-299	659	-865	-	-
2.5		serpeggio	0	0	0	0	200	-200
2.6		folia	-	-	-	-	-	-
2.7		vento sulla struttura	-8	8	0	0	217	-217
2.8		vento sulla struttura e sui treni di carico	17	-17	0	0	357	-357
2.9		temperatura	32	-32	0	0	0	0
2.1								
2.11								
2.12		cedimenti delle sottostrutture	-	-	-	-	-	-
2.13		resistenze parassite nei vincoli	-	-	-	-	-	-
5.1	combinazioni di esercizio	Nmax	2952	-	956	-	611	-
5.2		Nmin	-	592	1255	-	611	-
5.3		Tl max		-	1255	-	611	-
5.4		Ttmax		-		-	611	-

• **VINCOLO UNIDIREZIONALE**

			Reazioni degli apparecchi di appoggio					
			max N	min N	max Tl	min Tl	max Tt	min Tt
			(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
Azioni (valori caratteristici)								
1.1	permanenti G, P	peso proprio	388	388	-	-	-	-
1.2		permanenti	387	387	-	-	-	-
1.3		precompressione	-	-	-	-	-	-
1.4		ritiro e viscosità	-	-	-	-	-	-
2.1	variabili Q	treni di carico	938	-16	-	-	-	-
2.2		veicoli speciali	-	-	-	-	-	-
2.3		forza centrifuga	-	-	-	-	-	-
2.4		avviamento e frenatura	21	-21	0	0	-	-
2.5		serpeggio	0	0	0	0	100	-100
2.6		folia	-	-	-	-	-	-
2.7		vento sulla struttura	8	-8	0	0	-217	-217
2.8		vento sulla struttura e sui treni di carico	17	-17	0	0	357	-357
2.9		temperatura	32	-32	0	0	0	0
2.1								
2.11								
2.12		cedimenti delle sottostrutture	-	-	-	-	-	-
2.13		resistenze parassite nei vincoli	-	-	-	-	-	-
5.1	combinazioni di esercizio	Nmax	2549	-	0	-	466	-
5.2		Nmin	-	995	0	-	466	-
5.3		Tl max		-	0	-	466	-
5.4		Ttmax		-		-	466	-

• **VINCOLO MULTIDIREZIONALE**

			Reazioni degli apparecchi di appoggio					
			max N	min N	max Tl	min Tl	max Tt	min Tt
			(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
Azioni (valori caratteristici)								
1.1	permanenti G, P	peso proprio	400	400	-	-	-	-
1.2		permanenti	396	396	-	-	-	-
1.3		precompressione	-	-	-	-	-	-
1.4		ritiro e viscosità	-	-	-	-	-	-
2.1	variabili Q	treni di carico	939	0	-	-	-	-
2.2		veicoli speciali	-	-	-	-	-	-
2.3		forza centrifuga	-	-	-	-	-	-
2.4		avviamento e frenatura	24	-24	0	0	-	-
2.5		serpeggio	14	-14	0	0	0	0
2.6		folia	-	-	-	-	-	-
2.7		vento sulla struttura	29	-29	0	0	0	0
2.8		vento sulla struttura e sui treni di carico	72	-72	0	0	0	0
2.9		temperatura	38	-38	0	0	0	0
2.1								
2.11								
2.12		cedimenti delle sottostrutture	-	-	-	-	-	-
2.13		resistenze parassite nei vincoli	-	-	-	-	-	-
5.1	combinazioni di esercizio	Nmax	2688	-	0	-	0	-
5.2		Nmin	-	941	0	-	0	-
5.3		Tl max		-	0	-	0	-
5.4		Ttmax		-		-	0	-

6.3 AZIONI SISMICHE (Q7)

Nel seguente paragrafo si riporta la descrizione e la valutazione dell'azione sismica secondo le specifiche del D.M. 14 gennaio 2008 nonché la valutazione delle sollecitazioni di verifica e di dimensionamento dei vari elementi strutturali secondo il criterio della Gerarchia delle Resistenze.

L'opera in questione rientra in particolare nell'ambito del Progetto di Raddoppio della tratta Ferroviaria "Linea Pescara - Bari - Raddoppio Termoli - Lesina", che si sviluppa per circa 25Km, attraversando il territorio di diverse località tra cui Termoli(CB), Campomarino(CB), Campomarino – Santa Monica (CB), Marina di Chieuti / Chieuti (FG), Serracapriola- Loc.SS16 (FG).

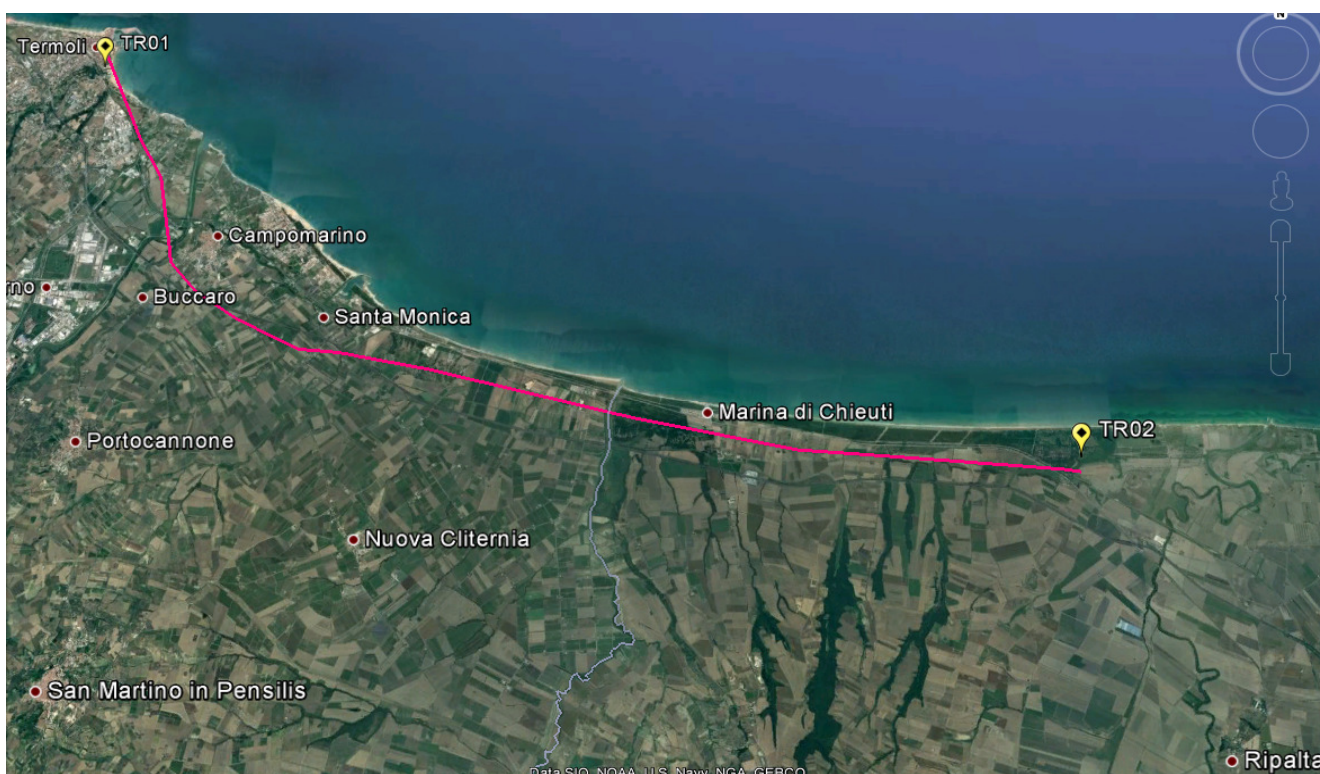


Figura 4 – Configurazione planimetrica tracciato

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 quattro sottozone sismiche, a seguito di un esame generale del livello pericolosità sismica dell'area che evidenzia un graduale incremento dell'intensità sismica da nord verso sud; nella fattispecie le zone sismiche "omogenee" individuate, sono quelle di seguito elencate:

Tabella 3: Tabella di riepilogo località di riferimento per la valutazione delle azioni sismiche per il progetto delle opere

Progr. Inizio	Progr. Fine	Località di Riferimento Azioni Sismiche	Zona sismica Locale
0	5.250,00	Campomarino(CB)	S1
5.250,00	10.000,00	Campomarino - Santa Monica (CB)	S2
10.000,00	18.650,00	Marina di Chieuti /Chieuti (FG)	S3
18.650,00	24.200,00	Serracapriola- Loc.SS16 (FG)	S4

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA PESCARA - BARI RADDOPPIO TRATTA FERROVIARIA TERMOLI - LESINA LOTTI 2 e 3 – RADDOPPIO TERMOLI - RIPALTA					
	VI01 da km 2+783,900 a km 2+815.9: Relazione di calcolo Spalla S2	COMMESSA LI02	LOTTO 02D78	CODIFICA CL	DOCUMENTO VI0104001	REV. A

Con riferimento alla normativa vigente (NTC 2008), le azioni sismiche di progetto si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione. Essa costituisce l’elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A quale definita al § 3.2.2 del D.M. 2008), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR, come definite nel § 3.2.1 del D.M. 2008, nel periodo di riferimento VR, come definito nel § 2.4 del D.M. 2008.

Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR, a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_0 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.

Nei paragrafi seguenti è riportata la valutazione dei parametri di pericolosità sismica per la zona sismica di riferimento in cui ricade l’opera.

6.3.1 Vita nominale

La vita nominale di un’opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. Per la definizione della Vita Nominale da assegnare ad ogni singolo manufatto facente parte di una infrastruttura ferroviaria si rimanda al “MANUALE DI PROGETTAZIONE DELLE OPERE CIVILI” - RFI DTC SI PS MA IFS 001 B.

Tabella 4 Vita Nominale in funzione del tipo di costruzione

TIPO DI COSTRUZIONE ⁽¹⁾	Vita Nominale [V_N] ⁽¹⁾
OPERE NUOVE SU INFRASTRUTTURE FERROVIARIE ESISTENTI OPERE NUOVE SU INFRASTRUTTURE FERROVIARIE PROGETTATE CON LE NORME VIGENTI PRIMA DEL DM 14/01/2008 A VELOCITA' CONVENZIONALE ($V < 250$ Km/h)	50
ALTRE OPERE NUOVE A VELOCITA' ($V < 250$ km/h)	75
ALTRE OPERE NUOVE A VELOCITA' ($V \geq 250$ Km/h)	100
OPERE DI GRANDI DIMENSIONI: PONTI E VIADOTTI CON CAMPATE DI LUCE MAGGIORE DI 150 m	≥ 100 ⁽²⁾
(1) - La medesima V_N si applica anche ad apparecchi di appoggio, coprighiunti e impermeabilizzazione delle stesse opere.	
(2) - Da definirsi per il singolo progetto a cura di RFI.	

Tenendo conto delle indicazioni precedenti le strutture di progetto avranno vita nominale $V_N = 75$.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA PESCARA - BARI RADDOPPIO TRATTA FERROVIARIA TERMOLI - LESINA LOTTI 2 e 3 – RADDOPPIO TERMOLI - RIPALTA					
	VI01 da km 2+783,900 a km 2+815.9: Relazione di calcolo Spalla S2	COMMESSA LI02	LOTTO 02D78	CODIFICA CL	DOCUMENTO VI0104001	REV. A

6.3.2 Classe d'uso

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

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

Per la definizione della Classe di uso da assegnare ad ogni singolo manufatto facente parte di una infrastruttura ferroviaria esistente si rimanda al "MANUALE DI PROGETTAZIONE DELLE OPERE CIVILI" - RFI DTC SI PS MA IFS 001 B.

Tabella 5 Classe d'uso Coeff. d'uso in funzione del tipo di costruzione per l'infrastruttura ferroviaria

TIPO DI COSTRUZIONE	Classe d'uso	Coefficiente d'uso [CU]
GRANDI STAZIONI	C IV	2,0
OPERE D'ARTE DEL SISTEMA DI GRANDE VIABILITÀ FERROVIARIA	C III	1,5
ALTRE OPERE D'ARTE	C II	1,0

Facendo riferimento all'Allegato 5 della specifica alla pagina 151 del "MANUALE DI PROGETTAZIONE DI PONTI E STRUTTURE" - RFI DTC SICS MA IFS 001 B si ricade in classe d'uso tipo **Classe III con coefficiente d'uso CU=1,5**.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA PESCARA - BARI RADDOPPIO TRATTA FERROVIARIA TERMOLI - LESINA LOTTI 2 e 3 – RADDOPPIO TERMOLI - RIPALTA					
	VI01 da km 2+783,900 a km 2+815.9: Relazione di calcolo Spalla S2	COMMESSA LI02	LOTTO 02D78	CODIFICA CL	DOCUMENTO VI0104001	REV. A

6.3.3 Periodo di riferimento

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U :
 $V_R = V_N \cdot C_U = 75 \cdot 1.50 = 112.5$ anni (periodo di riferimento).

6.3.4 Valutazione dei parametri di pericolosità sismica

Fissata la vita di riferimento V_R , i due parametri T_R e P_{V_R} sono immediatamente esprimibili, l'uno in funzione dell'altro, mediante l'espressione:

$$T_R = \frac{V_R}{\ln(1 - P_{V_R})} = - \frac{C_u \cdot V_s}{\ln(1 - P_{V_s})}$$

da cui si ottiene la seguente Tabella:

Tabella 6 Probabilità di superamento P_{V_R} al variare dello stato limite considerato

	STATO LIMITE	probabilità di superamento P_{V_R}	Valori in anni del periodo di ritorno T_R
	SLO - Stato Limite di Operatività	81%	68
SLE	SLD - Stato Limite di Danno	63%	113
	SLV - Stato Limite di salvaguardia della Vita	10%	1068
SLU	SLC - Stato Limite di prevenzione del Collasso	5%	2193

Per il sito in esame, in base ai parametri precedentemente adottati, il periodo T_R in corrispondenza dello stato limite ultimo SLV è pari a $T_R = 1068$ anni.

Le strutture di progetto avranno quindi i seguenti parametri sismici:

- vita nominale $V_N = 75$;
- periodo di riferimento pari a $V_R = 112.5$;
- il periodo T_R in corrispondenza dello SLV sarà pari a $T_R = 1068$ anni.

6.3.5 Caratterizzazione sismica del terreno

Categorie di Sottosuolo

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale.

Per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione delle categorie di sottosuolo di riferimento in accordo a quanto indicato nel § 3.2.2 delle NTC2008.

Amplificazione Stratigrafica e Topografica

In riferimento a quanto indicato nel §3.2.3.2.1 delle NTC2008 per la definizione dello spettro elastico in accelerazione è necessario valutare il valore del coefficiente $S = S_S \cdot S_T$ e di C_C in base alla categoria di sottosuolo e alle condizioni topografiche; si fa riferimento nella valutazione dei coefficienti alle Tab.18 e 19 che sono riportate di seguito:

Tabella 7 Tabella delle espressioni per S_S e C_C

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 8 Valori massimi del coeff. di amplificazione topografica S_T

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

6.3.6 Parametri sismici di calcolo e spettro elastico di risposta

L'opera in questione rientra nella zona sismica denominata S1 di cui nel seguito si riportano i parametri sismici di calcolo e lo spettro elastico di risposta:

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_{ov}	0.177 g
F_0	2.556
T_C	0.395 s
S_{sa}	1.721
C_C	1.990
S_r	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.721
η	1.000
T_B	0.262 s
T_C	0.785 s
T_D	2.308 s

Tabella 9: Parametri sismici di calcolo

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato li SLV

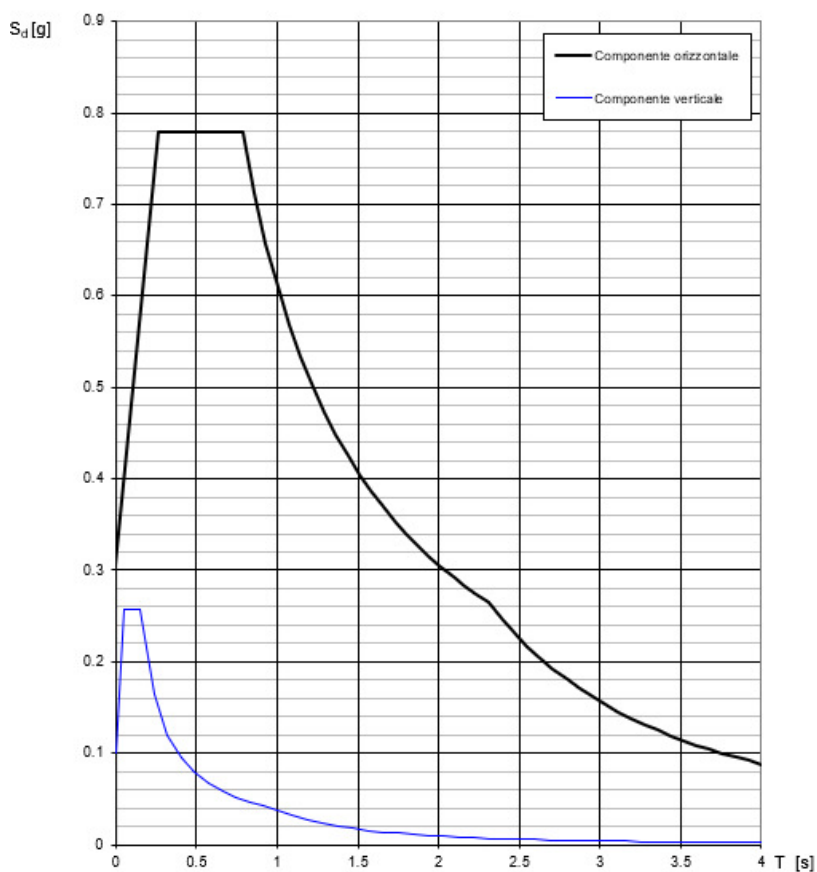


Figura 5 - Spettri di risposta elastici (componente orizzontale e verticale)



LINEA PESCARA - BARI
RADDOPPIO TRATTA FERROVIARIA TERMOLI - LESINA
LOTTI 2 e 3 – RADDOPPIO TERMOLI - RIPALTA

VI01 da km 2+783,900 a km 2+815.9: Relazione di calcolo Spalla S2

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
LI02	02D78	CL	VI0104001	A	22 di 52

In accordo con le prescrizioni normative, lo spettro di risposta elastico è stato considerato solo ai fini della valutazione delle azioni in fondazione e per la valutazione delle azioni sugli apparecchi di appoggio.

	LINEA PESCARA - BARI RADDOPPIO TRATTA FERROVIARIA TERMOLI - LESINA LOTTI 2 e 3 – RADDOPPIO TERMOLI - RIPALTA					
	VI01 da km 2+783,900 a km 2+815.9: Relazione di calcolo Spalla S2	COMMESSA LI02	LOTTO 02D78	CODIFICA CL	DOCUMENTO VI0104001	REV. A

6.3.7 Spettri di risposta di progetto

In accordo con il D.M. 14/01/2008 p.to 3.2.3.5, ai fini del progetto o della verifica delle strutture, le capacità dissipative delle strutture possono essere messe in conto attraverso una riduzione delle forze elastiche. Tale riduzione tiene conto in modo semplificato della capacità dissipativa anelastica della struttura, della sua sovraresistenza, dell'incremento del suo periodo proprio a seguito delle plasticizzazioni. In tal caso, lo spettro di progetto $S_d(T)$ da utilizzare, sia per le componenti orizzontali, sia per la componente verticale, è lo spettro elastico con le ordinate ridotte sostituendo, nelle espressioni che lo definiscono il termine η con il termine $1/q$, dove q è il cosiddetto fattore di struttura. In ogni caso bisogna assumere $S_d(T) \geq 0.2a_g$.

Il fattore di struttura è definito come (NTC – 7.3.1):

$$q = q_0 \cdot K_R$$

dove:

- q_0 è il valore massimo del fattore di struttura che dipende dal livello di duttilità attesa, dalla tipologia strutturale e dal rapporto α_w/α_1 tra il valore dell'azione sismica per il quale si verifica la formazione di un numero di cerniere plastiche tali da rendere la struttura labile e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione;
- K_R è un fattore riduttivo che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione, con valore pari ad 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0,8 per costruzioni non regolari in altezza.

Nel caso di pile da ponte in c.a. in **classe di duttilità "B" (CD "B")**, in accordo con il D.M. 14/01/2008 p.to 7.9.2.1 (Tabella 7.9.I), il valore di q_0 è pari ad 1.5 mentre il valore di K_R è pari ad 1, per cui, in definitiva, per le componenti orizzontali dell'azione sismica si adotta:

$$q = 1.5$$

Per la componente verticale, il fattore di struttura per i ponti è unitario ($q = 1$), quindi si utilizza lo spettro elastico.

L'utilizzo di uno spettro di risposta di progetto ($q > 1$) implica il rispetto di quelli che sono i requisiti normativi della **gerarchia delle resistenze**, descritti nello specifico nei paragrafi relativi al calcolo e alla verifica dei singoli elementi strutturali.

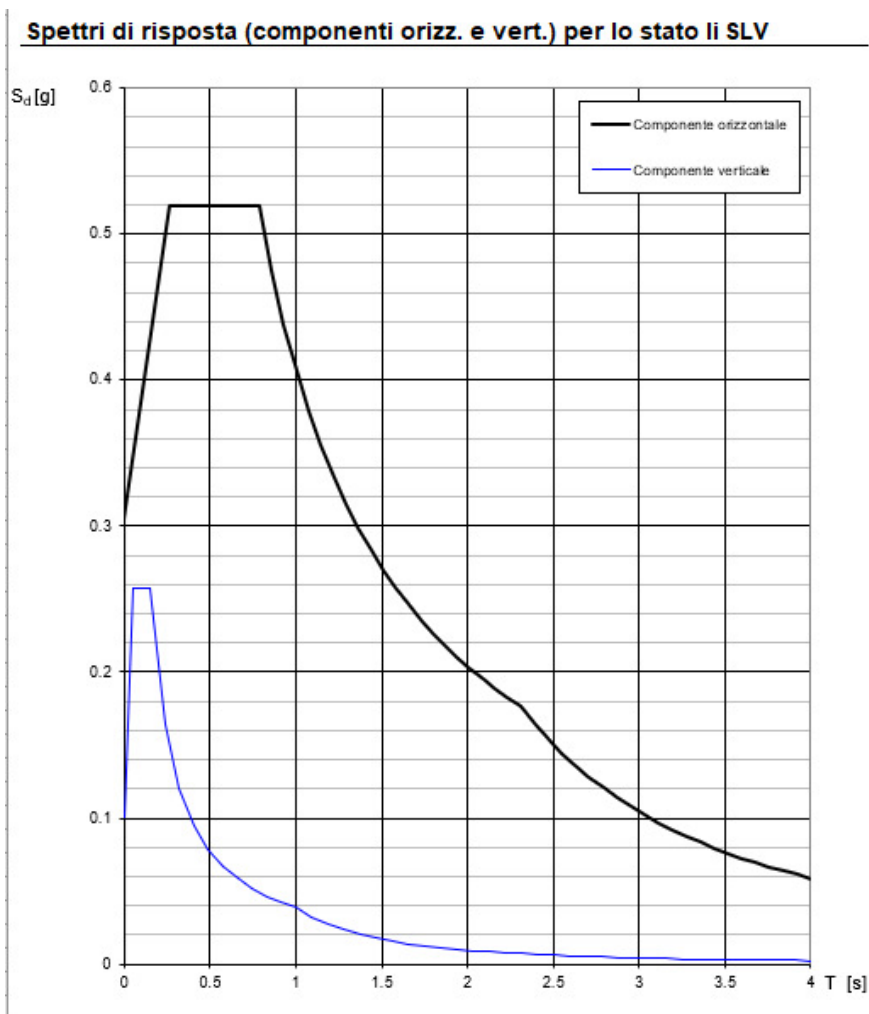


Figura 6 - Spettri di risposta di progetto (componente orizzontale e verticale)

6.4 RESISTENZE PARASSITE DEI VINCOLI (Q8)

Gli effetti dell'attrito sono valutati associando, in corrispondenza degli appoggi scorrevoli, alle reazioni verticali dovute a carichi permanenti (V_G) e quelle dovute a carichi accidentali (V_Q) le seguenti forze orizzontali in direzione longitudinale:

Spalle: $F_h = f(V_G + V_Q)$

Pile: $F_h = f(0.2 V_G + V_Q)$

dove f = coefficiente di attrito = 3%.

6.5 GRUPPI DI CARICO

Per la determinazione degli effetti delle azioni da traffico si fa riferimento ai gruppi di carico da 1 a 4 secondo la tabella riportata di seguito.

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.

Nel caso in esame, le azioni agenti sull'impalcato sono state combinate secondo i gruppi 1 e 3 che comportano le maggiori sollecitazioni per le strutture in elevazione e in fondazione.

7 COMBINAZIONI DI CARICO

Si utilizzano i coefficienti parziali di sicurezza γ_i e i coefficienti di combinazione ψ_i di seguito riportati

		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

Le condizioni di carico utilizzate per le verifiche delle sottostrutture sono riportate nella tabella seguente:

G1	Carichi permanenti strutturali
G2,1	Carichi permanenti non strutturali (Ballast e armamento)
G2,2	Carichi permanenti non strutturali (Velette)
G2,3	Carichi permanenti non strutturali (Paraballast, canalette e impianti)
G2,4	Carichi permanenti non strutturali (Barriere antirumore)
Q3,a B1-SW2	Azione di avviamento per treno SW/2 su binario 1
Q3,a B1-LM71	Azione di avviamento per treno LM71 su binario 1
Q3,a B2-LM71	Azione di avviamento per treno LM71 su binario 2
Q3,f B1-SW2	Azione di frenatura per treno SW/2 su binario 1
Q3,f B1-LM71	Azione di frenatura per treno LM71 su binario 1
Q3,f B2-LM71	Azione di frenatura per treno LM71 su binario 2
Q4 B1-SW2	Azione centrifuga per treno SW/2 su binario 1
Q4 B1-LM71	Azione centrifuga per treno LM71 su binario 1
Q4 B2-LM71	Azione centrifuga per treno LM71 su binario 2
Q5 B1-SW2	Azione di serpeggio per treno SW/2 su binario 1
Q5 B1-LM71	Azione di serpeggio per treno LM71 su binario 1
Q5 B2-LM71	Azione di serpeggio per treno LM71 su binario 2
Q6	Azione del vento
LM71_B1	Carico verticale per treno LM71 su binario 1
LM71_B2	Carico verticale per treno LM71 su binario 2
SW2_B1	Carico verticale per treno SW/2 su binario 1
Attrito Gk	Resistenze parassite dei vincoli (aliquota dovuta ai carichi permanenti)
Attrito Qk	Resistenze parassite dei vincoli (aliquota dovuta ai carichi variabili)

Tabella 10 – Condizioni di carico

A partire dalle singole condizioni di carico sono ottenute le combinazioni di carico previste dalla normativa e riportate alla pagina successiva. Al fine di massimizzare le azioni agenti sulle sottostrutture, per ogni stato limite (ad eccezione delle combinazioni sismiche e di esercizio quasi permanenti in cui sono assenti i carichi ferroviari) si identificano 8 diverse combinazioni di carico in quanto per i gruppi di carico 1 e 3 sono stati considerate:

- condizioni di traffico normale (modello di carico LM71 su binario 1 e 2) su entrambe le campate;
- condizioni di traffico pesante (SW/2 su binario 1, LM71 su binario 2) su entrambe le campate;
- condizioni di traffico pesante con un solo binario carico (SW/2 su binario 1) su entrambe le campate;
- condizioni di traffico pesante (SW/2 su binario 1, LM71 su binario 2) solo sulla campata lato appoggi fissi.

In accordo con la Tabella 5.1.V del D.M. 14/01/2008, le combinazioni allo SLU sono state duplicate considerando sia il possibile effetto sfavorevole che quello favorevole dei carichi permanenti strutturali e non. Nel secondo caso si sono quindi assunti valori unitari per i coefficienti γ_{Gk} .

VI01 da km 2+783,900 a km 3+915.900: Relazione di calcolo Spalla S1

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
LI00	02D78	CL	VI0104001	B	28 di 52

Combo	Gruppo	Traffico	G1	G2,1	G2,2	G2,3	G2,4	Q3,a B1-SW2	Q3,a B1-LM71	Q3,a B2-LM71	Q3,f B1-SW2	Q3,f B1-LM71	Q3,f B2-LM71	Q4 B1-SW2	Q4 B1-LM71	Q4 B2-LM71	Q5 B1-SW2	Q5 B1-LM71	Q5 B2-LM71	Q6	LM71_B1	LM71_B2	SW2_B1	Attrito G	Attrito q
SLU-Gr.1(N)	Gr.1	(N)	1.35	1.5	1.35	1.35	1.35	0	0.725	0	0	0	0.725	0	1.45	1.45	0	1.45	1.45	0.9	1.45	1.45	0	-1.35	-1.45
SLU-Gr.3(N)	Gr.3	(N)	1.35	1.5	1.35	1.35	1.35	0	1.45	0	0	0	1.45	0	0.725	0.725	0	0.725	0.725	0.9	1.45	1.45	0	-1.35	-1.45
SLU-Gr.1(P)	Gr.1	(P)	1.35	1.5	1.35	1.35	1.35	0	0	0.725	0.725	0	0	1.45	0	1.45	1.45	0	1.45	0.9	0	1.45	1.45	-1.35	-1.45
SLU-Gr.3(P)	Gr.3	(P)	1.35	1.5	1.35	1.35	1.35	0	0	1.45	1.45	0	0	0.725	0	0.725	0.725	0	0.725	0.9	0	1.45	1.45	-1.35	-1.45
SLU-Gr.1-1SW/2	Gr.1	1SW/2	1.35	1.5	1.35	1.35	1.35	0	0	0	0.725	0	0	1.45	0	0	1.45	0	0	0.9	0	0	1.45	-1.35	-0.725
SLU-Gr.3-1SW/2	Gr.3	1SW/2	1.35	1.5	1.35	1.35	1.35	0	0	0	1.45	0	0	0.725	0	0	0.725	0	0	0.9	0	0	1.45	-1.35	-0.725
SLU-Gr.1-MaxML (P)	Gr.1	MaxML (P)	1.35	1.5	1.35	1.35	1.35	0	0	0.725	0.725	0	0	1.45	0	1.45	1.45	0	1.45	0.9	0	1.45	1.45	-1.35	-0.725
SLU-Gr.3-MaxML (P)	Gr.3	MaxML (P)	1.35	1.5	1.35	1.35	1.35	0	0	1.45	1.45	0	0	0.725	0	0.725	0.725	0	0.725	0.9	0	1.45	1.45	-1.35	-0.725
SLU-Gr.1(N)-Gk=1.00	Gr.1	(N)	1	1	1	1	1	0	0.725	0	0	0	0.725	0	1.45	1.45	0	1.45	1.45	0.9	1.45	1.45	0	-1	-1.45
SLU-Gr.3(N)-Gk=1.00	Gr.3	(N)	1	1	1	1	1	0	1.45	0	0	0	1.45	0	0.725	0.725	0	0.725	0.725	0.9	1.45	1.45	0	-1	-1.45
SLU-Gr.1(P)-Gk=1.00	Gr.1	(P)	1	1	1	1	1	0	0	0.725	0.725	0	0	1.45	0	1.45	1.45	0	1.45	0.9	0	1.45	1.45	-1	-1.45
SLU-Gr.3(P)-Gk=1.00	Gr.3	(P)	1	1	1	1	1	0	0	1.45	1.45	0	0	0.725	0	0.725	0.725	0	0.725	0.9	0	1.45	1.45	-1	-1.45
SLU-Gr.1-1SW/2-Gk=1.00	Gr.1	1SW/2	1	1	1	1	1	0	0	0	0.725	0	0	1.45	0	0	1.45	0	0	0.9	0	0	1.45	-1	-0.725
SLU-Gr.3-1SW/2-Gk=1.00	Gr.3	1SW/2	1	1	1	1	1	0	0	0	1.45	0	0	0.725	0	0	0.725	0	0	0.9	0	0	1.45	-1	-0.725
SLU-Gr.1-MaxML (P)-Gk=1.00	Gr.1	MaxML (P)	1	1	1	1	1	0	0	0.725	0.725	0	0	1.45	0	1.45	1.45	0	1.45	0.9	0	1.45	1.45	-1	-1.45
SLU-Gr.3-MaxML (P)-Gk=1.00	Gr.3	MaxML (P)	1	1	1	1	1	0	0	1.45	1.45	0	0	0.725	0	0.725	0.725	0	0.725	0.9	0	1.45	1.45	-1	-1.45
SLV-EL+0.3ET	\	\	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-1	0
SLV-0.3EL+ET	\	\	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-1	0
SLE-C-Gr.1(N)	Gr.1	(N)	1	1	1	1	1	0	0.5	0	0	0	0.5	0	1	1	0	1	1	0.6	1	1	0	-1	-1
SLE-C-Gr.3(N)	Gr.3	(N)	1	1	1	1	1	0	1	0	0	0	1	0	0.5	0.5	0	0.5	0.5	0.6	1	1	0	-1	-1
SLE-C-Gr.1(P)	Gr.1	(P)	1	1	1	1	1	0	0	0.5	0.5	0	0	1	0	1	1	0	1	0.6	0	1	1	-1	-1
SLE-C-Gr.3(P)	Gr.3	(P)	1	1	1	1	1	0	0	1	1	0	0	0.5	0	0.5	0.5	0	0.5	0.6	0	1	1	-1	-1
SLE-C-Gr.1-1SW/2	Gr.1	1SW/2	1	1	1	1	1	0	0	0	0.5	0	0	1	0	0	1	0	0	0.6	0	0	1	-1	-0.5
SLE-C-Gr.3-1SW/2	Gr.3	1SW/2	1	1	1	1	1	0	0	0	1	0	0	0.5	0	0	0.5	0	0	0.6	0	0	1	-1	-0.5
SLE-C-Gr.1-MaxML (P)	Gr.1	MaxML (P)	1	1	1	1	1	0	0	0.5	0.5	0	0	1	0	1	1	0	1	0.6	0	1	1	-1	-1
SLE-C-Gr.3-MaxML (P)	Gr.3	MaxML (P)	1	1	1	1	1	0	0	1	1	0	0	0.5	0	0.5	0.5	0	0.5	0.6	0	1	1	-1	-1
SLE-F-Gr.1(N)	Gr.1	(N)	1	1	1	1	1	0	0.4	0	0	0	0.4	0	0.8	0.8	0	0.8	0.8	0	0.8	0.8	0	-1	-0.8
SLE-F-Gr.3(N)	Gr.3	(N)	1	1	1	1	1	0	0.8	0	0	0	0.8	0	0.4	0.4	0	0.4	0.4	0	0.8	0.8	0	-1	-0.8
SLE-F-Gr.1(P)	Gr.1	(P)	1	1	1	1	1	0	0	0.4	0.4	0	0	0.8	0	0.8	0.8	0	0.8	0	0	0.8	0.8	-1	-0.8
SLE-F-Gr.3(P)	Gr.3	(P)	1	1	1	1	1	0	0	0.8	0.8	0	0	0.4	0	0.4	0.4	0	0.4	0	0	0.8	0.8	-1	-0.8
SLE-F-Gr.1-1SW/2	Gr.1	1SW/2	1	1	1	1	1	0	0	0	0.4	0	0	0.8	0	0	0.8	0	0	0	0	0	0.8	-1	-0.4
SLE-F-Gr.3-1SW/2	Gr.3	1SW/2	1	1	1	1	1	0	0	0	0.8	0	0	0.4	0	0	0.4	0	0	0	0	0	0.8	-1	-0.4
SLE-F-Gr.1-MaxML (P)	Gr.1	MaxML (P)	1	1	1	1	1	0	0	0.4	0.4	0	0	0.8	0	0.8	0.8	0	0.8	0	0	0.8	0.8	-1	-0.8
SLE-F-Gr.3-MaxML (P)	Gr.3	MaxML (P)	1	1	1	1	1	0	0	0.8	0.8	0	0	0.4	0	0.4	0.4	0	0.4	0	0	0.8	0.8	-1	-0.8
SLE-QP	\	\	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Tabella 11 – Combinazioni di carico

8 CRITERI DI VERIFICA

Nelle pagine che seguono si riportano le verifiche strutturali previste dalla Normativa di riferimento allo SLU e allo SLE.

8.1 VERIFICA AGLI SLU: PRESSOFLESSIONE E TAGLIO

Le verifiche a pressoflessione vengono condotte confrontando le resistenze ultime e le sollecitazioni massime agenti, valutando il corrispondente fattore di sicurezza (CS) come rapporto tra la sollecitazione resistente e la massima agente.

8.1.1 Verifica a pressoflessione

Le verifiche flessionali allo SLU sono state eseguite adottando le seguenti ipotesi:

- Conservazione delle sezioni piane;
- Perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo;
- Resistenza a trazione del calcestruzzo nulla;
- Rottura del calcestruzzo determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima a compressione;
- Rottura dell'armatura tesa determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima;

Le tensioni nel calcestruzzo e nell'armatura sono state dedotte a partire dalle deformazioni utilizzando i rispettivi diagrammi tensione-deformazione.

Per quanto attiene la legge σ - ϵ del calcestruzzo si è utilizzata una curva parabola-rettangolo, considerando solo la porzione compressa e con $\epsilon_{c2}=0,2\%$ ed $\epsilon_{cu}=0,35\%$.

Per quanto riguarda l'acciaio si è assunto un diagramma bilineare elastico-perfettamente elastico finito con $\epsilon_{cu}=1,0\%$.

8.1.2 Verifica a taglio

La verifica allo stato limite ultimo per azioni di taglio è condotta secondo quanto prescritto dalla norma UNI EN 1992-1-1:2005, per elementi con armatura a taglio verticali.

Si fa, pertanto, riferimento ai seguenti valori della resistenza di calcolo:

- $V_{Rd,c} = \max \left\{ \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d; (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \right\}$, resistenza di calcolo dell'elemento privo di armatura a taglio
- $V_{Rds} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta$, valore di progetto dello sforzo di taglio che può essere sopportato dall'armatura a taglio alla tensione di snervamento
- $V_{Rdmax} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta}$, valore di progetto del massimo sforzo di taglio che può essere sopportato dall'elemento, limitato dalla rottura delle bielle compresse.

Nelle espressioni precedenti, i simboli hanno i seguenti significati:

- $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0$ con d in mm
- $\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0,02$
- A_{sl} è l'area dell'armatura tesa
- b_w è la larghezza minima della sezione in zona tesa
- $\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0,2 \cdot f_{cd}$
- N_{Ed} è la forza assiale nella sezione dovuta ai carichi
- A_c è l'area della sezione di calcestruzzo
- $C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c}$
- $k_1 = 0,15$
- $v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$
- $v = 0,5$ per calcestruzzi fino a C70/85
- $1 \leq \cot\theta \leq 2,5$
- A_{sw} è l'area della sezione trasversale dell'armatura a taglio
- s è il passo delle staffe
- f_{ywd} è la tensione di snervamento di progetto dell'armatura a taglio
- $v_1 = v$ è il coefficiente di riduzione della resistenza del calcestruzzo fessurato per taglio
- α_{cw} è un coefficiente che tiene conto dell'interazione tra la tensione nel corrente compresso e qualsiasi tensione di compressione assiale.

8.2 VERIFICA AGLI SLE: LIMITAZIONE DELLE TENSIONI E FESSURAZIONE

Il controllo delle tensioni nei materiali viene effettuato supponendo una legge costitutiva tensioni-deformazioni di tipo lineare.

8.2.1 Verifica di fessurazione

In accordo con quanto riportato al paragrafo 5.1, si adotta il limite $w_1 = 0.2$ mm per tutti gli elementi strutturali analizzati nella presente relazione.

8.2.2 Verifica delle tensioni di esercizio

In accordo con la normativa ferroviaria, che pone limiti tensionali più severi rispetto a quanto prescritto dal “MANUALE DI PROGETTAZIONE DELLE OPERE CIVILI”, la massima tensione di compressione del cls deve rispettare la limitazione:

- $\sigma_c < 0.55 f_{ck}$ per combinazione caratteristica (rara);
- $\sigma_c < 0.40 f_{ck}$ per combinazione quasi permanente;
- per spessori minori di 5 cm, le tensioni normali limite di esercizio sono ridotte del 30%.

La massima tensione di trazione dell'acciaio deve rispettare la limitazione:

- $\sigma_s < 0.75 f_{yk}$ per combinazione caratteristica (rara).

9 MODELLO DI CALCOLO

Le sollecitazioni globali che le spalle ricevono dall'impalcato, sono ottenute dai modelli di calcolo globali implementati in Midas Civil 2016. A tali sollecitazioni sono aggiunti i pesi propri degli elementi strutturali, del terreno di riempimento della spalla, le spinte del terreno di rilevato e, in condizioni sismiche, le masse.

Il modello della struttura è stato implementato in un foglio di calcolo preparato ad hoc.

Vengono schematizzate ed analizzate le singole parti della struttura, a partire dal muro paraghiaia, muro frontale e muri laterali che vengono modellati come delle mensole incastrate alla base.

Il solettone di fondazione viene considerato una piastra rigida su pali.

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

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

Tabella 12 – Parametri geotecnici terreno di riempimento

9.1 CONDIZIONI STATICHE

Le spinte del terreno a monte degli elementi verticali della spalla sono calcolate con la teoria di Rankine, con distribuzione triangolare delle tensioni e conseguente risultante della spinta al metro pari a:

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

Tale spinta è applicata ad 1/3 dal basso.

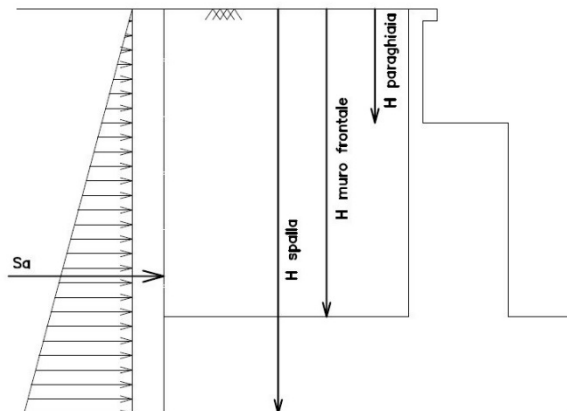


Figura 7: Schema per il calcolo degli effetti della spinta statica del terreno

Si deve notare che essendo presente una fondazione su pali si ipotizza che la spalla sia impedita di traslare rispetto al terreno. La spinta sia in condizioni di esercizio che in condizioni sismiche viene calcolata con il coefficiente di spinta in quiete k_0 .

Per considerare la presenza di un sovraccarico da traffico gravante sulla spalla e a tergo di essa, si considera un carico uniformemente distribuito di lunghezza indefinita con valore pari a $q=52.08 \text{ KN/m}^2$ (treno di carico LM71 diffuso in direzione trasversale su una lunghezza di 3 m: 250/1.6/3) non amplificato per il coefficiente dinamico. Il valore della spinta risultante al metro è dunque pari a:

$$S = k_0 \cdot q \cdot H$$

con il punto di applicazione posizionato a metà dell'altezza dell'elemento su cui insiste.

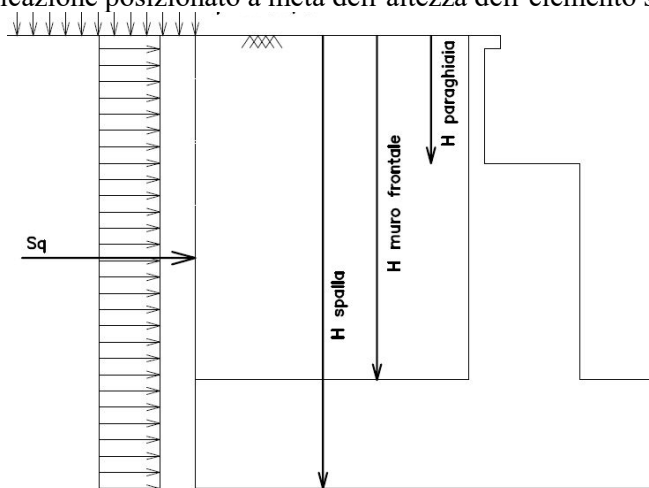


Figura 8: Schema per il calcolo degli effetti della spinta dovuta al sovraccarico accidentale

9.2 CONDIZIONI SISMICHE

In condizione sismica si considera un incremento della spinta del terreno rispetto alla condizione statica in esercizio. La sovraspinta sismica viene calcolata con la teoria di Wood, risultando in un valore di spinta al metro pari a:

$$\Delta S_{ae} = k_h \cdot \gamma \cdot H^2$$

da applicare ad una quota pari ad H/2 del muro.

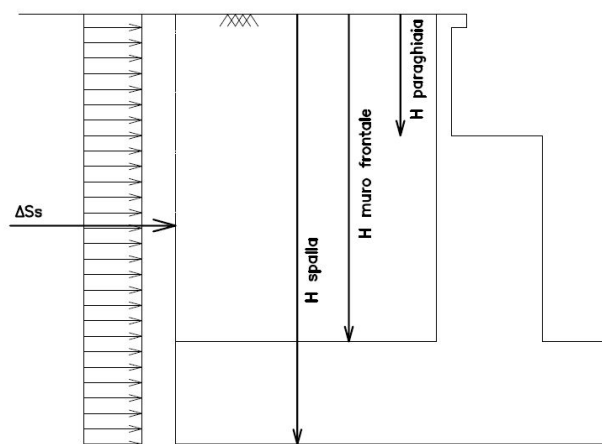


Figura 9: Schema per il calcolo degli effetti della sovraspinta sismica

In fase sismica si devono, inoltre, considerare le azioni orizzontali e verticali agenti sulla spalla dovute all'inerzia delle parti in calcestruzzo e del rinterro compreso tra i muri andatori. Le risultanti orizzontali e verticali sono rispettivamente pari a:

$$- F_h = k_h \cdot W \text{ e } F_v = k_v \cdot W$$

dove i coefficienti k_h e k_v sono calcolati come esposto al paragrafo 7.11.6 delle NTC08 risultando pari a:

$$- k_h = \beta_m \cdot (a_{max}/g)$$

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

in cui risulta $a_{max} = S_s \cdot S_t \cdot a_g$.

Il coefficiente β_m è stato considerato unitario, non essendo la spalla libera di traslare rispetto al terreno.

10 VERIFICA DELLA SPALLA MOBILE S01

Il modello a mensola utilizzato per il calcolo e la verifica dell'elevazione delle spalle è quello descritto nel paragrafo 9. Tutti i muri sono considerati sconnessi fra loro per la valutazione delle sollecitazioni alla base e quindi le azioni provenienti dal modello telaio del viadotto sono applicate solamente al muro frontale. Tale schema pur risultando cautelativo, non fornisce sovrastime eccessive nel calcolo dei quantitativi di armatura previsti.

Nelle tabelle riportate nei successivi paragrafi, i valori delle risultanti delle azioni trasmesse dagli impalcati agli apparecchi di appoggio di estremità sono indicati con:

- 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).

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

10.1 MURO FRONTALE

Il muro frontale della spalla in esame riceve le azioni provenienti da una campata con travi in acciaio e soletta in calcestruzzo da 32 m e presenta una connessione tipo "appoggio FISSO", secondo lo schema riportato al paragrafo 6.1 (lato appoggi fissi).

Eccentricità trasversali appoggi			
eT1	-4.55	m	Appoggio 1
eT2	-2.55	m	Appoggio 2
eT3	-0.85	m	Appoggio 3
eT4	+0.85	m	Appoggio 4
eT5	+2.55	m	Appoggio 5
eT6	+4.55	m	Appoggio 6

LATO APPOGGI LONGITUDINALI FISSI																							
1							2							3									
Node	Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kN*m)	MY (kN*m)	MZ (kN*m)	Node	Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kN*m)	MY (kN*m)	MZ (kN*m)	Node	Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kN*m)	MY (kN*m)	MZ (kN*m)
501	G1.1	0	0	440	0	0	0	502	G1.1	0	0	440	0	0	0	503	G1.1	0	0	427	0	0	0
501	G2.1	0	0	436	0	0	0	502	G2.1	0	0	436	0	0	0	503	G2.1	0	0	426	0	0	0
501	-	0	0	0	0	0	0	502	-	0	0	0	0	0	0	503	-	0	0	0	0	0	0
501	-	0	0	0	0	0	0	502	-	0	0	0	0	0	0	503	-	0	0	0	0	0	0
501	-	0	0	0	0	0	0	502	-	0	0	0	0	0	0	503	-	0	0	0	0	0	0
501	-	0	0	0	0	0	0	502	-	0	0	0	0	0	0	503	-	0	0	0	0	0	0
501	-	0	0	0	0	0	0	502	-	0	0	0	0	0	0	503	-	0	0	0	0	0	0
501	-	0	0	0	0	0	0	502	-	0	0	0	0	0	0	503	-	0	0	0	0	0	0
501	Q3,avv e fren	0	0	26	0	0	0	502	Q3,avv e fren	0	0	26	0	0	0	503	Q3,avv e fren	952	0	329	0	0	0
501	-	0	0	0	0	0	0	502	-	0	0	0	0	0	0	503	-	0	0	0	0	0	0
501	-	0	0	0	0	0	0	502	-	0	0	0	0	0	0	503	-	0	0	0	0	0	0
501	-	0	0	0	0	0	0	502	-	0	0	0	0	0	0	503	-	0	0	0	0	0	0
501	Q4	0	0	0	0	0	0	502	Q4	0	0	0	0	0	0	503	Q4	0	0	0	0	0	0
501	-	0	0	0	0	0	0	502	-	0	0	0	0	0	0	503	-	0	0	0	0	0	0
501	-	0	0	0	0	0	0	502	-	0	0	0	0	0	0	503	-	0	0	0	0	0	0
501	Q5	0	0	-15	0	0	0	502	Q5	0	0	-15	0	0	0	503	Q5	0	220	0	0	0	0
501	-	0	0	0	0	0	0	502	-	0	0	0	0	0	0	503	-	0	0	0	0	0	0
501	-	0	0	0	0	0	0	502	-	0	0	0	0	0	0	503	-	0	0	0	0	0	0
501	Q6	0	0	-79	0	0	0	502	Q6	0	0	-79	0	0	0	503	Q6	0	393	-19	0	0	0
501	-	0	0	0	0	0	0	502	-	0	0	0	0	0	0	503	-	0	0	0	0	0	0
501	Treni max	0	0	1033	0	0	0	502	Treni max	0	0	1033	0	0	0	503	Treni max	0	0	1032	0	0	0
501	Treni min	0	0	1033	0	0	0	502	Treni min	0	0	1033	0	0	0	503	Treni min	0	0	1032	0	0	0
501	Fa,G	5	0	0	0	0	0	502	Fa,G	5	0	0	0	0	0	503	Fa,G	5	0	0	0	0	0
501	Fa,Q	62	0	0	0	0	0	502	Fa,Q	62	0	0	0	0	0	503	Fa,Q	62	0	0	0	0	0
4							5							6									
Node	Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kN*m)	MY (kN*m)	MZ (kN*m)	Node	Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kN*m)	MY (kN*m)	MZ (kN*m)	Node	Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kN*m)	MY (kN*m)	MZ (kN*m)
504	G1.1	0	0	427	0	0	0	505	G1.1	0	0	440	0	0	0	506	G1.1	0	0	440	0	0	0
504	G2.1	0	0	426	0	0	0	505	G2.1	0	0	435.6	0	0	0	506	G2.1	0	0	435.6	0	0	0
504	-	0	0	0	0	0	0	505	-	0	0	0	0	0	0	506	-	0	0	0	0	0	0
504	-	0	0	0	0	0	0	505	-	0	0	0	0	0	0	506	-	0	0	0	0	0	0
504	-	0	0	0	0	0	0	505	-	0	0	0	0	0	0	506	-	0	0	0	0	0	0
504	-	0	0	0	0	0	0	505	-	0	0	0	0	0	0	506	-	0	0	0	0	0	0
504	-	0	0	0	0	0	0	505	-	0	0	0	0	0	0	506	-	0	0	0	0	0	0
504	-	0	0	0	0	0	0	505	-	0	0	0	0	0	0	506	-	0	0	0	0	0	0
504	Q3,avv e fren	952	0	329	0	0	0	505	Q3,avv e fren	0	0	26.4	0	0	0	506	Q3,avv e fren	0	0	26.4	0	0	0
504	-	0	0	0	0	0	0	505	-	0	0	0	0	0	0	506	-	0	0	0	0	0	0
504	-	0	0	0	0	0	0	505	-	0	0	0	0	0	0	506	-	0	0	0	0	0	0
504	-	0	0	0	0	0	0	505	-	0	0	0	0	0	0	506	-	0	0	0	0	0	0
504	Q4	0	0	0	0	0	0	505	Q4	0	0	0	0	0	0	506	Q4	0	0	0	0	0	0
504	-	0	0	0	0	0	0	505	-	0	0	0	0	0	0	506	-	0	0	0	0	0	0
504	-	0	0	0	0	0	0	505	-	0	0	0	0	0	0	506	-	0	0	0	0	0	0
504	Q5	0	220	0	0	0	0	505	Q5	0	0	-15.4	0	0	0	506	Q5	0	0	-15.4	0	0	0
504	-	0	0	0	0	0	0	505	-	0	0	0	0	0	0	506	-	0	0	0	0	0	0
504	-	0	0	0	0	0	0	505	-	0	0	0	0	0	0	506	-	0	0	0	0	0	0
504	Q6	0	393	-19	0	0	0	505	Q6	0	0	-79.2	0	0	0	506	Q6	0	0	-79.2	0	0	0
504	-	0	0	0	0	0	0	505	-	0	0	0	0	0	0	506	-	0	0	0	0	0	0
504	Treni max	0	0	1032	0	0	0	505	Treni max	0	0	1032.9	0	0	0	506	Treni max	0	0	1032.9	0	0	0
504	Treni min	0	0	-18	0	0	0	505	Treni min	0	0	0	0	0	0	506	Treni min	0	0	0	0	0	0
504	Fa,G	5	0	0	0	0	0	505	Fa,G	5	0	0	0	0	0	506	Fa,G	5	0	0	0	0	0
504	Fa,Q	30	0	0	0	0	0	505	Fa,Q	31	0	0	0	0	0	506	Fa,Q	31	0	0	0	0	0

Tabella 13 – Scarichi sugli appoggi per le singole condizioni di carico

Dagli scarichi ottenuti per le singole condizioni di carico si ottengono quindi le sollecitazioni a quota testa muro considerando le eccentricità dei singoli appoggi.

TESTA MURO FRONTALE					
Combinazioni	N KN	Mlong kNm	Mtrasv kNm	Tlong KN	Ttrasv KN
SLU-Gr.1(N)	16083	0	0	252	707
SLU-Gr.3(N)	16083	0	0	252	707
SLU-Gr.1(P)	21013	0	-11478	1128	1345
SLU-Gr.3(P)	21612	0	-11478	2508	1026
SLU-Gr.1-1SW/2	11477	0	-11478	140	1345
SLU-Gr.3-1SW/2	11522	0	-11478	140	1026
SLU-Gr.1-MaxML (P)	21013	0	-11478	1240	1345
SLU-Gr.3-MaxML (P)	21612	0	-11478	2619	1026
SLU-Gr.1(N)-Gk=1.00	13872	0	0	244	707
SLU-Gr.3(N)-Gk=1.00	13872	0	0	244	707
SLU-Gr.1(P)-Gk=1.00	18802	0	-11478	1135	1345
SLU-Gr.3(P)-Gk=1.00	19400	0	-11478	2515	1026
SLU-Gr.1-1SW/2-Gk=1.00	9265	0	-11478	133	1345
SLU-Gr.3-1SW/2-Gk=1.00	9310	0	-11478	133	1026
SLU-Gr.1-MaxML (P)-Gk=1.00	18802	0	-11478	1135	1345
SLU-Gr.3-MaxML (P)-Gk=1.00	19400	0	-11478	2515	1026
SLV-EL+0.3ET	5089	0	455	3956	590
SLV-0.3EL+ET	4811	0	1515	1201	1968
SLE-C-Gr.1(N)	11190	0	0	175	471
SLE-C-Gr.3(N)	11190	0	0	175	471
SLE-C-Gr.1(P)	14590	0	-7916	776	911
SLE-C-Gr.3(P)	15003	0	-7916	1728	691
SLE-C-Gr.1-1SW/2	8013	0	-7916	98	911
SLE-C-Gr.3-1SW/2	8044	0	-7916	98	691
SLE-C-Gr.1-MaxML (P)	14590	0	-7916	776	911
SLE-C-Gr.3-MaxML (P)	15003	0	-7916	1728	691
SLE-F-Gr.1(N)	10164	0	0	144	0
SLE-F-Gr.3(N)	10164	0	0	144	0
SLE-F-Gr.1(P)	12884	0	-6333	617	352
SLE-F-Gr.3(P)	13214	0	-6333	1378	176
SLE-F-Gr.1-1SW/2	7622	0	-6333	82	352
SLE-F-Gr.3-1SW/2	7647	0	-6333	82	176
SLE-F-Gr.1-MaxML (P)	12884	0	-6333	617	352
SLE-F-Gr.3-MaxML (P)	13214	0	-6333	1378	176
SLE-QP	5207	0	0	0	0

Tabella 14 – Scarichi quota testa muro frontale

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 n.ell' 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.

MURO FRONTALE	
H Muro Frontale	6.30 M
Spessore Muro Frontale	3.00 M
Lunghezza Muro Frontale	13.5 M
Altezza Muro Paraghiaia	2.60 M
Spessore Muro Paraghiaia	0.60 m
Peso Muro Frontale	6379 kN
Peso Muro Paraghiaia	527 kN
Eccentr. appoggi - muro frontale (base)	0.50 m
Eccentr. paraghiaia - muro frontale (base)	-1.20 m
Peso Specifico Terreno di Rilevato	20 kN/mc
Angolo di Attrito Terreno di Rilevato	38 °
Coefficiente di spinta a riposo Ko	0.384
Coefficiente di spinta attiva Ka	0.238
Altezza del rilevato	9.1 m
Spinta a riposo	3533 kN
Spinta attiva	2187 kN
Sovraccarico accidentale da traffico	50 kN/mq
Accelerazione sismica di base a_g	0.177
Coefficiente stratigrafico SS	1.72
Coefficiente topografico ST	1.00
Accelerazione orizzontale massima attesa a_{max}	0.305
β_m (massa cls spalla)	1.000
Kh (cls spalla) =	0.305
Kv (cls spalla)=	0.152
β_m (massa terreno)	1.000
Kh (terreno) =	0.305
Kv (terreno)=	0.152
Spinta in condizione sismiche (wood)	5600 kN
Inerzia del Muro Frontale (H)	1943 kN
Inerzia del Muro Paraghiaia (H)	160 kN
Inerzia del Muro Frontale (V)	972 kN
Inerzia del Muro Paraghiaia (V)	80 kN

Tabella 15 – Valutazioni pesi e spinte agenti sul muro frontale

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

BASE MURO FRONTALE					
Combinazioni	N KN	Mlong kNm	Mtrasv kNm	Tlong KN	Ttrasv KN
SLU-Gr.1(N)	25405	36581	4453	7953	707
SLU-Gr.3(N)	25405	36581	4453	7953	707
SLU-Gr.1(P)	30336	44566	-3005	8829	1345
SLU-Gr.3(P)	30934	53557	-5015	10209	1026
SLU-Gr.1-1SW/2	20799	26903	-3005	6375	1345
SLU-Gr.3-1SW/2	20844	26925	-5015	6375	1026
SLU-Gr.1-MaxML (P)	30336	45271	-3005	8941	1345
SLU-Gr.3-MaxML (P)	30934	54262	-5015	10320	1026
SLU-Gr.1(N)-Gk=1.00	20777	31900	4453	6709	707
SLU-Gr.3(N)-Gk=1.00	20777	31900	4453	6709	707
SLU-Gr.1(P)-Gk=1.00	25707	39976	-3005	7600	1345
SLU-Gr.3(P)-Gk=1.00	26305	48967	-5015	8979	1026
SLU-Gr.1-1SW/2-Gk=1.00	16171	22222	-3005	5131	1345
SLU-Gr.3-1SW/2-Gk=1.00	16215	22244	-5015	5131	1026
SLU-Gr.1-MaxML (P)-Gk=1.00	25707	39976	-3005	7600	1345
SLU-Gr.3-MaxML (P)-Gk=1.00	26305	48967	-5015	8979	1026
SLV-EL+0.3ET	11994	59656	6375	11660	1221
SLV-0.3EL+ET	11717	19188	21251	3512	4071
SLE-C-Gr.1(N)	18095	25982	2969	5730	471
SLE-C-Gr.3(N)	18095	25982	2969	5730	471
SLE-C-Gr.1(P)	21495	31471	-2175	6331	911
SLE-C-Gr.3(P)	21908	37671	-3561	7283	691
SLE-C-Gr.1-1SW/2	14919	19307	-2175	4642	911
SLE-C-Gr.3-1SW/2	14949	19323	-3561	4642	691
SLE-C-Gr.1-MaxML (P)	21495	31471	-2175	6331	911
SLE-C-Gr.3-MaxML (P)	21908	37671	-3561	7283	691
SLE-F-Gr.1(N)	17069	23434	0	5294	0
SLE-F-Gr.3(N)	17069	23434	0	5294	0
SLE-F-Gr.1(P)	19789	27773	-4115	5767	352
SLE-F-Gr.3(P)	20119	32733	-5224	6529	176
SLE-F-Gr.1-1SW/2	14527	18095	-4115	4424	352
SLE-F-Gr.3-1SW/2	14552	18107	-5224	4424	176
SLE-F-Gr.1-MaxML (P)	19789	27773	-4115	5767	352
SLE-F-Gr.3-MaxML (P)	20119	32733	-5224	6529	176
SLE-QP	12113	12688	0	3533	0

Tabella 16 – Sollecitazioni alla base 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	c [cm]
Frontale	1	3	I strato: 1 ϕ 26/20	1 ϕ 26/20	-	8
			II strato: 1 ϕ 26/20			

Tabella 17 – Geometria sezione e armatura del muro frontale

BASE MURO FRONTALE - Verifiche allo SLU

Combinazioni		N kN/m	Mlong kNm/m	Tlong kN/m	C.S. (NRd, MRd)	C.S. (VRd)
Max N	SLU-Gr.3(P)	2291	3967	756	2.18	1.56
Min N	SLV-EL+0.3ET	868	1421	260	1.59	4.52
Max ML	SLV-EL+0.3ET	888	4419	864	1.59	1.36
Max VL	SLV-EL+0.3ET	888	4419	864	1.59	1.36

BASE MURO FRONTALE - Verifiche allo SLE

Combinazioni		N	Mlong	Tlong	σ_c	σ_s	Wk
		kN/m	kNm/m	kN/m	Mpa	Mpa	mm
RARA	SLE-C-Gr.3(P) - Max N	1623	2790	539	-3.25	74.90	0.0
	SLE-C-Gr.1-MaxML (P) - Min N	1105	1430	344	-1.67	26.49	0.0
	SLE-C-Gr.3(P) - Max ML	1623	2790	539	-3.25	74.90	0.0
FREQ	SLE-F-Gr.3(P) - Max N	1490	2425	484	-2.81	60.15	0.0
	SLE-F-Gr.1-MaxML (P) - Min N	1076	1340	328	-1.54	22.78	0.0
	SLE-F-Gr.3(P) - Max ML	1490	2425	484	-2.81	60.15	0.0
QP	SLE-QP	897	940	262	-1.03	10.03	0.0

Tabella 18 – 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 sismica del rilevato, dalle masse del muro e della mensola.

Nella tabella che segue sono indicati i 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	39	KN/m
Altezza Muro Paraghiaia	2.6	m
Spessore Muro Paraghiaia	0.6	m
Coefficiente di spinta a riposo K_0	0.384	
Coefficiente di spinta attiva K_a	0.238	
Peso Specifico Terreno di Rilevato	20.0	kN/mc
Sovraccarico accidentale da traffico	52.08	kN/mq
Angolo di Attrito Terreno di Rilevato	38.0	
Spinta a riposo	82.2	kN/m
Spinta in condizione sismiche (wood)	47.8	kN/m
Inerzia del Muro Paraghiaia /m	11.9	kN/m

Tabella 19 – Valutazioni pesi e spinte agenti sul muro paraghiaia

Muro	Sezione di verifica		Armatura			
	Base [m]	Altezza [m]	Tesa	Compressa	Taglio	c [cm]
Paraghiaia	1	0.6	1 ϕ 16/20	1 ϕ 14/20	-	7

Tabella 20 – Geometria sezione e armatura del muro paraghiaia

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU/SLV					
Combinazione	N	M	V	C.S. (NRd, MRd)	C.S. (VRd)
	KN/m	kNm/m	KN/m		
SLU	53	136	111	1.63	2.23
SLV	39	160	142	1.42	1.75

VERIFICHE DI ESERCIZIO						
Combinazione	N	M	V	σ_c	σ_s	Wk
	KN/m	kNm/m	KN/m	Mpa	Mpa	mm
SLE_RARA	39	101	82	-2.65	92.4	0

Tabella 21 – Verifiche del muro paragliaia

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 i parametri geometrici, meccanici e di carico utilizzati nell'analisi. Il modello di calcolo utilizzato è quello di mensola incastrata al plinto di fondazione.

MURI LATERALI	
Muro laterale H1	9.05 m
Muro laterale s1	1.20 m
Altezza totale muri laterali	9.1 m
Spessore medio Muri Laterali	1.20 m
Lunghezza Massima muri laterali	8.1 m
Peso Muro laterale (singolo)	2199 kN
Peso totale Muri laterali	4398 kN
Spinta a riposo (con 100% sovraccarichi)	510.0 kN/m
Spinta a riposo (con 50% sovraccarichi)	419.4
Spinta in condizione sismiche (wood)	521.3 kN/m
Inerzia del Muro laterale /m	83 kN/m

Tabella 22 – Valutazioni pesi e spinte agenti sui muri laterali

Muro	Sezione di verifica		Armatura			
	Base [m]	Altezza [m]	Tesa	Compressa	Taglio	c [cm]
Laterale	1	1.2	I strato: 1 ϕ 26/10	1 ϕ 24/10	Spilli ϕ 12/20x40	8
			II strato: 1 ϕ 26/10			

Tabella 23 – Geometria sezione e armatura dei muri laterali

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU/SLV					
Combinazione	N	M	V	C.S. (NRd, MRd)	C.S. (VRd)
	KN/m	kNm/m	KN/m		
SLU	367	2500	688	1.64	2.06
SLV	272	2793	1023	1.52	1.39

VERIFICHE DI ESERCIZIO						
Combinazione	N	M	V	σ_c	σ_s	Wk
	KN/m	kNm/m	KN/m	Mpa	Mpa	mm
SLE_RARA	272	1852	419	-6.8	162.6	0.106

Tabella 24 – Verifiche dei muri laterali

11 VERIFICA DELLE FONDAZIONI

Nei seguenti paragrafi sono riportate le verifiche strutturali e geotecniche del sistema fondazionale.

11.1 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. L'azione orizzontale derivante dall'impalcato è stata considerata sia con verso concorde che discorde alla spinta del terreno di rinterro.

PLINTO DI FONDAZIONE	
Eccentricità long Muri laterali -Plinto	-1.95 m
Peso Muro Frontale	6379 kN
Ecc. Long. Muro Frontale - Plinto	3.60 m
Ecc.Appoggi Plinto	4.10 m
Peso Muro Paraghiaia	527 m
Ecc. Long. Muro Paraghiaia - Plinto	2.40 kN
Peso Terreno Interno	18095 kN
Peso Accidentali	6417 kN
Eccentricità long Terreno -Plinto	-1.95 m
Spessore Plinto	2.5 m
Lunghezza plinto	12 m
Larghezza plinto	16.5 m
Peso plinto di fondazione	12375
Altezza Rilevato+H plinto	11.6 m
Spinta a riposo rilevato	6982 kN
Spinta a riposo sovraccarichi	3135 kN
Spinta in condizione sismiche (wood)	11067 kN
Inerzia dei muri laterali (H)	1340 kN
Inerzia dei muri laterali (V)	670 kN
Inerzia plinto di fondazione (H)	3770 kN
Inerzia plinto di fondazione (V)	1885 kN
Inerzia rilevato interno(H)	5512 kN

Tabella 25 – Valutazioni pesi e spinte agenti sul plinto di fondazione

SOLLECITAZIONI BASE PLINTO							
Combo	N [kN]	V _L [kN]	V _T [kN]	M _L [kNm]	M _T [kNm]	M _{L,ΔM} [kNm]	M _{T,ΔM} [kNm]
SLU-Gr.1(N)	-81390	13789	215	75796	1908	122678	2638
SLU-Gr.3(N)	-81390	13789	215	75796	1908	122678	2638
SLU-Gr.1(P)	-85769	13789	374	93747	8168	140629	9441
SLU-Gr.3(P)	-85813	13789	295	93930	8870	140812	9871
SLU-Gr.1-1SW/2	-72318	11607	374	56910	8167	96374	9439
SLU-Gr.3-1SW/2	-72362	11607	295	57093	8868	96557	9870
SLU-Gr.1-MaxML (P)	-72406	13789	215	38959	1909	85841	2639
SLU-Gr.3-MaxML (P)	-72406	13789	215	38959	1909	85841	2639
SLU-Gr.1(N)-Gk=1.00	-64548	11345	215	64113	1916	102687	2646
SLU-Gr.3(N)-Gk=1.00	-64548	11345	215	64113	1916	102687	2646
SLU-Gr.1(P)-Gk=1.00	-68927	11345	374	82064	8160	120638	9432
SLU-Gr.3(P)-Gk=1.00	-68971	11345	295	82247	8862	120821	9863
SLU-Gr.1-1SW/2-Gk=1.00	-55476	9164	374	45227	8158	76383	9431
SLU-Gr.3-1SW/2-Gk=1.00	-55520	9164	295	45410	8860	76566	9862
SLU-Gr.1-MaxML (P)-Gk=1.00	-55564	11345	215	27276	1917	65850	2648
SLU-Gr.3-MaxML (P)-Gk=1.00	-55564	11345	215	27276	1917	65850	2648
SLV-EL+0.3ET	-47918	26216	4408	149553	21800	238687	36787
SLV-0.3EL+ET	-47640	9562	14693	57068	81397	89578	131352
SLE-C-Gr.1(N)	-59112	9991	143	53191	1271	87160	1758
SLE-C-Gr.3(N)	-59112	9991	143	53191	1271	87160	1758
SLE-C-Gr.1(P)	-62132	9991	253	65570	5678	99540	6539
SLE-C-Gr.3(P)	-62163	9991	198	65697	6162	99667	6836
SLE-C-Gr.1-1SW/2	-52855	8486	253	40166	5677	69019	6538
SLE-C-Gr.3-1SW/2	-52886	8486	198	40292	6161	69146	6835
SLE-C-Gr.1-MaxML (P)	-52916	9991	143	27786	1272	61755	1759
SLE-C-Gr.3-MaxML (P)	-52916	9991	143	27786	1272	61755	1759
SLE-F-Gr.1(N)	-56890	9389	0	49130	20	81053	20
SLE-F-Gr.3(N)	-56890	9389	0	49130	20	81053	20
SLE-F-Gr.1(P)	-59305	9389	88	59034	5579	90957	5878
SLE-F-Gr.3(P)	-59330	9389	44	59135	5966	91058	6116
SLE-F-Gr.1-1SW/2	-51884	8185	88	38710	5579	66540	5878
SLE-F-Gr.3-1SW/2	-51909	8185	44	38811	5966	66641	6115
SLE-F-Gr.1-MaxML (P)	-51933	9389	0	28806	20	60729	20
SLE-F-Gr.3-MaxML (P)	-51933	9389	0	28806	20	60729	20
SLE-QP	-47004	6982	0	28806	20	52544	20

Tabella 26 – Sollecitazioni ad intradosso plinto (quota testa pali)

Per la valutazione delle sollecitazioni nel plinto di fondazione, è necessario valutare preventivamente le sollecitazioni agenti nei pali di fondazione. Tali sollecitazioni sono state valutate mediante una ripartizione rigida delle sollecitazioni agenti a base plinto. Nel calcolo degli sforzi nei pali si è tenuto del parametro α (vedi paragrafo 4) sia per la valutazione dello sforzo nei pali (effetto della deformabilità a taglio degli stessi pali) sia per la valutazione del momento flettente agente in testa al palo ($M_{Ed} = \alpha V_{Ed}$). La situazione peggiore risulta essere sempre quella sismica.

Si riportano nel seguito le coordinate dei pali di fondazione e per ogni combinazione di carico, le sollecitazioni nei pali sollecitati dal massimo e dal minimo sforzo normale.

Pali												
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
z	-4.50	-4.50	-4.50	-4.50	0.00	0.00	0.00	0.00	4.50	4.50	4.50	4.50
y	6.75	2.25	-2.25	-6.75	6.75	2.25	-2.25	-6.75	6.75	2.25	-2.25	-6.75
z ²	20.25	20.25	20.25	20.25	0.00	0.00	0.00	0.00	20.25	20.25	20.25	20.25
y ²	45.56	5.06	5.06	45.56	45.56	5.06	5.06	45.56	45.56	5.06	5.06	45.56
W _y	45.00	135.00	-135.00	-45.00	45.00	135.00	-135.00	-45.00	45.00	135.00	-135.00	-45.00
W _z	-36.00	-36.00	-36.00	-36.00	0.00	0.00	0.00	0.00	36.00	36.00	36.00	36.00

Tabella 27 – Numero di pali e coordinate rispetto al baricentro del plinto

SFORZI MASSIMI E MINIMI NEI PALI						
Combo	N _{min}		N _{max}		V _{max}	M _{max}
	Palo	[kN]	Palo	[kN]	[kN]	[kNm]
SLU-Gr.1(N)	4	-10249	9	-3316	1149	3907
SLU-Gr.3(N)	4	-10249	9	-3316	1149	3907
SLU-Gr.1(P)	4	-11264	9	-3031	1150	3908
SLU-Gr.3(P)	4	-11282	9	-3020	1149	3908
SLU-Gr.1-1SW/2	4	-8913	9	-3140	968	3290
SLU-Gr.3-1SW/2	4	-8932	9	-3129	968	3290
SLU-Gr.1-MaxML (P)	4	-8477	9	-3591	1149	3907
SLU-Gr.3-MaxML (P)	4	-8477	9	-3591	1149	3907
SLU-Gr.1(N)-Gk=1.00	4	-8290	9	-2468	946	3215
SLU-Gr.3(N)-Gk=1.00	4	-8290	9	-2468	946	3215
SLU-Gr.1(P)-Gk=1.00	4	-9305	9	-2183	946	3216
SLU-Gr.3(P)-Gk=1.00	4	-9323	9	-2172	946	3216
SLU-Gr.1-1SW/2-Gk=1.00	4	-6954	9	-2292	764	2598
SLU-Gr.3-1SW/2-Gk=1.00	4	-6973	9	-2281	764	2598
SLU-Gr.1-MaxML (P)-Gk=1.00	4	-6518	9	-2742	946	3215
SLU-Gr.3-MaxML (P)-Gk=1.00	4	-6518	9	-2742	946	3215
SLV-EL+0.3ET	4	-11441	9	3455	2215	7532
SLV-0.3EL+ET	4	-9377	9	1437	1461	4967
SLE-C-Gr.1(N)	4	-7386	9	-2466	833	2831
SLE-C-Gr.3(N)	4	-7386	9	-2466	833	2831
SLE-C-Gr.1(P)	4	-8088	9	-2267	833	2832
SLE-C-Gr.3(P)	4	-8101	9	-2260	833	2831
SLE-C-Gr.1-1SW/2	4	-6467	9	-2342	708	2406
SLE-C-Gr.3-1SW/2	4	-6480	9	-2335	707	2405
SLE-C-Gr.1-MaxML (P)	4	-6164	9	-2655	833	2831
SLE-C-Gr.3-MaxML (P)	4	-6164	9	-2655	833	2831
SLE-F-Gr.1(N)	4	-6993	9	-2489	782	2660
SLE-F-Gr.3(N)	4	-6993	9	-2489	782	2660
SLE-F-Gr.1(P)	4	-7599	9	-2285	782	2660
SLE-F-Gr.3(P)	4	-7609	9	-2279	782	2660
SLE-F-Gr.1-1SW/2	4	-6303	9	-2345	682	2319
SLE-F-Gr.3-1SW/2	4	-6313	9	-2339	682	2319
SLE-F-Gr.1-MaxML (P)	4	-6015	9	-2640	782	2660
SLE-F-Gr.3-MaxML (P)	4	-6015	9	-2640	782	2660
SLE-QP	4	-5377	9	-2457	582	1978

Tabella 28 – Massime e minime sollecitazioni nei pali di fondazione

Il solettone di fondazione viene schematizzato come una trave a mensola caricata dai massimi sforzi normali che si verificano nei pali di fondazione.

Si riportano le verifiche per una fascia di un metro

Sezione di verifica		Armatura		
Base [m]	Altezza [m]	Tesa	Compressa	Taglio
1.0	2.5	1 ϕ 26/15	1 ϕ 22/15	Spilli ϕ 12/40x40

Tabella 29 – Geometria sezione e armatura del solettone di fondazione

Plinto di fondazione - Verifiche allo SLU					
Combinazioni		Mlong kNm/m	Tlong kN/m	C.S. (NRd, MRd)	C.S. (VRd)
Max N	SLU-Gr.3-MaxML (P)	2260	867	2.10	1.7
Min N	SLV-0.3EL+ET	64	170	4.70	8.9

Plinto di fondazione - Verifiche allo SLE						
Combinazioni		Mlong kNm	Tlong kN	σ_c Mpa	σ_s Mpa	Wk mm
RARA	SLE-C-Gr.3(P)	417	169	-1.05	47.90	0.000
	SLE-C-Gr.1-1SW/2	14	104	-0.25	14.70	0.000
FREQ	SLE-F-Gr.3(P)	362	141	-0.73	42.60	0.000
	SLE-F-Gr.1-1SW/2	23	88	-0.29	16.80	0.000
QP	SLE-QP	311	23	-0.61	35.70	0.000

Tabella 30 – Verifiche del plinto di fondazione

11.2 PALI DI FONDAZIONE

Per ricavare le sollecitazioni agenti nei pali di fondazione è stato considerato un modello di plinto rigido, in cui l'azione assiale nei pali viene valutata assumendo una rotazione rigida del plinto (palo impedito di ruotare in testa), tenendo poi conto, in maniera approssimata mediante la definizione di un apposito coefficiente, degli effetti flessionali sui pali dovuti ai carichi trasmessi dalla spalla, come mostrato nelle immagini riportate alla pagina successiva.

Lo sforzo normale nei pali è quindi calcolato come segue:

$$N_i = \frac{N_{Ed}}{n} \pm \frac{(M_{Ed})d_i}{\sum_i d_i^2}$$

Le azioni di taglio sono suddivise equamente tra i pali, mentre il momento agente a quota testa pali è direttamente proporzionale al taglio mediante un coefficiente α (espresso in metri):

$$M_i(V_{Ed}) = \alpha \frac{V_{Ed}}{n}$$

Le azioni derivanti da questo modello sono quindi confrontate con le curve di capacità portante dei pali di fondazione, riportate in relazione geotecnica.

Il coefficiente α dipende principalmente dalle caratteristiche di rigidezza relative palo-terreno e, generalmente, fornisce un valore delo momento sollecitante conservativo. Fissato il diametro del palo, α dipende quindi dalla rigidezza del terreno.

Si rimanda alla relazione geotecnica per maggiori dettagli relativi al calcolo di tale parametro.

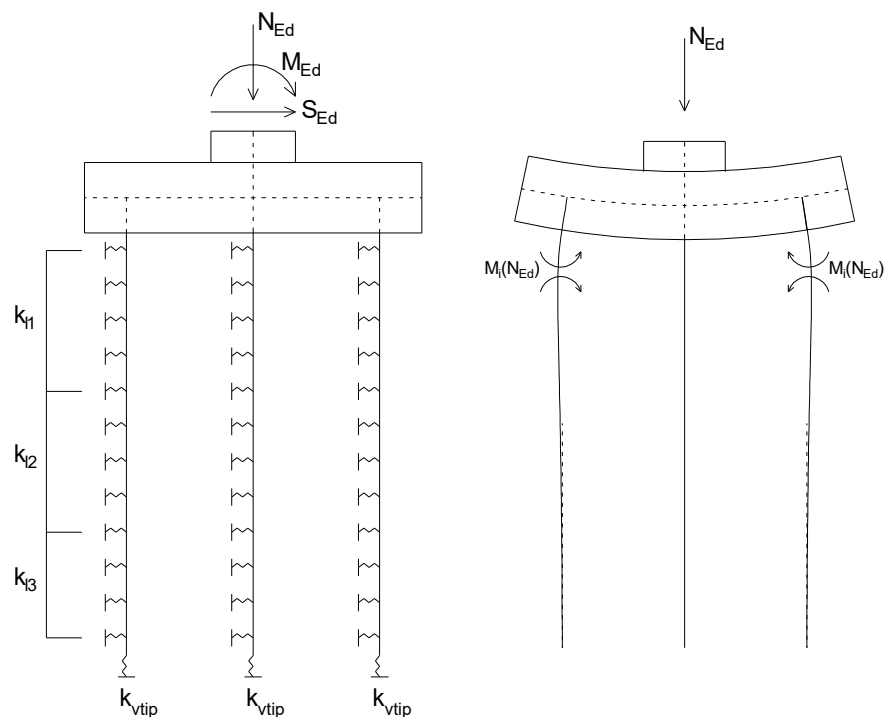


Figura 10 – Modello del plinto su pali ed effetto flessionale su pali dovuto al carico assiale agente sul plinto (a destra)

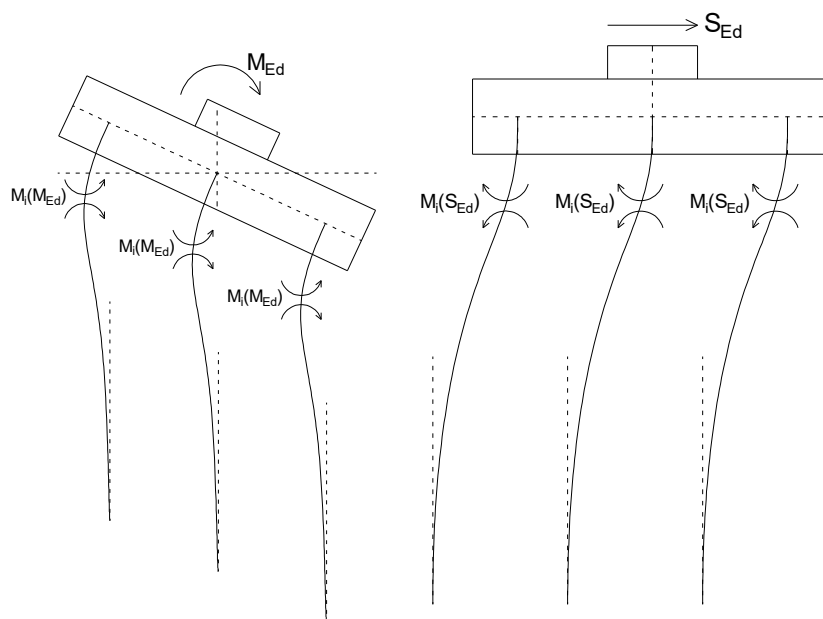


Figura 11 – Effetto flessionale sui pali dovuti al momento flettente (a sinistra) e al taglio (a destra) agenti sul plinto

I pali saranno armati con 36 coppie di $\phi 30$ longitudinali ($72\phi 30$) e con una spirale $\phi 16/10$ (2 bracci resistenti). Tale armatura costituisce la prima gabbia di armatura del palo e si estende per 18 metri a partire dalla testa del palo. Le successive gabbie di armatura potranno essere realizzate con un'armatura longitudinale e trasversale pari alla metà di quella verificata.

Palo	Sezione di verifica		Armatura	
	D [m]		Armatura longitudinale	Taglio
Ø1500	1.5		2x36φ30	Spirale φ16/10

PALO - Verifiche allo SLU						
Combinazioni		N kN	Mlong kNm	Tlong kN	C.S. (NRd, MRd)	C.S. (VRd)
Max N	SLU-Gr.3-MaxML (P)	-11441	7532	2215	1.41	2.2
Min N	SLV-EL+0.3ET	3455	7532	2215	1.20	2.2
Max VL	SLV-EL+0.3ET	3455	7532	2215	1.20	2.2

PALO - Verifiche allo SLE							
Combinazioni		N	Mlong	Tlong	σ _c	σ _s	Wk
		kN	kNm	kN	Mpa	Mpa	mm
RARA	SLE-C-Gr.3(P)	-8101	2831	833	-8.03	41.92	0.000
	SLE-C-Gr.3(P)	-2260	2831	833	-6.40	114.00	0.058
FREQ	SLE-F-Gr.3(P)	-7609	2660	782	-7.46	40.09	0.000
	SLE-F-Gr.3(P)	-2279	2660	782	-5.97	103.55	0.040
QP	SLE-QP	-5377	1978	582	-5.07	36.31	0.000
	SLE-QP	-2457	1978	582	-4.35	60.57	0.000

Tabella 31 – Verifica dei pali di fondazione

11.3 VERIFICHE DI CAPACITÀ PORTANTE

In accordo con le curve di capacità portante ottenute per il viadotto in esame (riportate al paragrafo 3.2), nelle seguenti tabelle si riporta le lunghezze dei pali utilizzate. Agli SLE si è verificato che il rapporto tra la resistenza laterale e il carico assiale in combinazione caratteristica risulti maggiore di 1.25, come prescritto dalla normativa ferroviaria.

SPALLE	H _{calcolo}	FONDAZIONE					L _{pali} [m]	SFORZI NEI PALI SLU		
		D _{pali}	n _{pali}	Stratig.	Liquefaz.	Scalzam.		N _{min} [kN]	Q _{d,c} [kN]	F.S.
		[m]	[m]							
S01	6.3	1.5	12	1a	-	3.5	43	-11282	-11990	1.06

SPALLE	H _{calcolo}	FONDAZIONE					L _{pali} [m]	SFORZI NEI PALI SLE		
		D _{pali}	n _{pali}	Stratig.	Liquefaz.	Scalzam.		N _{min} [kN]	Q _{l,k} [kN]	N _{min} /Q _l
		[m]	[m]							
S01	6.3	1.5	12	1a	-	3.5	43	-8101	-15350	1.89

SPALLE	H _{calcolo}	FONDAZIONE					L _{pali} [m]	SFORZI NEI PALI SLV		
		D _{pali}	n _{pali}	Stratig.	Liquefaz.	Scalzam.		N _{min} [kN]	Q _{d,c} [kN]	F.S.
		[m]	[m]							
S01	6.3	1.5	12	1a	-	3.5	43	-11441	-11990	1.05

Tabella 32 – Verifica della portanza verticale dei pali di fondazione

Per ulteriori dettagli si rimanda alla relazione geotecnica.

11.3.1 Capacità portante Pali Di Gruppo

La valutazione del carico limite verticale di una palificata è eseguito con la seguente relazione:

$$Q_{d, Gruppo} = N \cdot E \cdot Q_{d, \text{ singolo palo}}$$

La resistenza a carico verticale della palificata è data dal prodotto della resistenza del palo singolo ($Q_{d, \text{ singolo palo}}$) per il numero N di pali del gruppo e per il fattore E di efficienza della palificata. In particolare l'efficienza è valutata con la formulazione empirica di Converse Labarre.

Nel seguito si riportano le verifiche eseguite per le pile in esame:

PILE	Casi di calcolo	L _{pali} [m]	Q _d (palo sing.) [kN]	PORTANZA PALI DI GRUPPO								
				Diametro [m]	interasse [m]	n. pali x fila [-]	m. n. fila [-]	Φ [°]	E efficienza [-]	N _{max, SLU} [kN]	Q _{d Gruppo} [kN]	FS [-]
S02	6.3	43	-11990	1.5	4.5	4	3	18.43	0.71	-85813	-102129	1.19

11.4 CAPACITÀ PORTANTE LATERALE DEI PALI DI FONDAZIONE

Per la verifica del carico limite orizzontale per i pali di fondazione situati nelle zone dove è stata riscontrata la presenza di lenti sabbiose potenzialmente liquefacibili, la teoria di Broms resta applicabile, ma non sono più utilizzabili le soluzioni semplificate, disponibili in forma chiusa e/o con abachi adimensionali. Quindi per questi casi, è stata eseguita una apposita verifica con programma FEM non lineare, considerando nello spessore di terreno liquefacibile una pressione orizzontale limite nulla e negli altri strati di terreno curve P-Y non lineari, definibili lungo il fusto del palo e resistenze variabili. 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.

Per i risultati delle verifiche a carico limite orizzontale si rimanda alla relazione geotecnica.

11.5 VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI IN FONDAZIONE

Per la valutazione dei cedimenti in fondazione si rimanda alla relazione geotecnica di calcolo per le fondazioni dei viadotti.

12 APPOGGI E GIUNTI

12.1 APPOGGI

Gli apparecchi d'appoggio fissi devono essere dimensionati con il criterio della GR (NTC p.to 7.9.5.4.1). Essi devono quindi essere in grado di trasmettere, mantenendo la piena funzionalità, forze orizzontali tali da produrre, nella o nelle sezioni critiche alla base della pila, un momento flettente pari a: $\gamma_{Rd} M_{Rd}$, dove M_{Rd} è il momento resistente della o delle sezioni critiche. Questa verifica può essere eseguita in modo indipendente per le due direzioni dell'azione sismica. Le forze determinate come sopra possono risultare superiori a quelle che si ottengono dall'analisi ponendo $q = 1$; in tal caso per il progetto degli apparecchi è consentito adottare queste ultime.

Di seguito si riportano quindi i massimi scarichi verticali ed orizzontali agenti sugli appoggi in condizioni statiche (SLU e SLE) e sismiche (SLV). Lo sforzo verticale è ricavato direttamente dagli scarichi derivanti dal modello di impalcato.

VI01 - Impalcato misto Acc./Cls. 32.00 m						
FISSI		UNIDIR.			MULTI	GIUNTI
V. (kN)	H. (kN)	V. (kN)	H. (kN)	SCORRIMENTO	V. (kN)	ESCURSIONE
2952	5100	2549	5100	dlong .±170	2688	elong .±145

CORSA APPARECCHI D'APPOGGIO MOBILI (δ_{App})

$$\delta_{App} = \pm \max [E_L/2 + E_L/8; E_L+15\text{mm}] = \pm$$

169.4

dove l'escursione longitudinale del giunto E_L è definita al paragrafo successivo.

12.2 ESCURSIONE DEI GIUNTI

In accordo con il p.to 2.5.2.1.5.1 del RFI DTC SICS PS MA IFS 001 A, per ponti e viadotti costituiti da una serie di travi semplicemente appoggiate di uguale luce, l'entità dell'escursione totale dei giunti e degli apparecchi di appoggio può essere valutata come segue:

$$E_L = k_1 \cdot (E_1 + E_2 + E_3) = k_1 \cdot (2D_t + 4d_{Ed} \cdot k_2 + 2d_{eg})$$

dove:

- E_1 è lo spostamento dovuto alla variazione termica uniforme;
- E_2 è lo spostamento dovuto alla risposta della struttura all'azione sismica;
- E_3 è lo spostamento dovuto all'azione sismica fra le fondazioni non collegate;
- $k_1 = 0.45$ è un coefficiente che tiene conto della non contemporaneità dei valori massimi corrispondenti a ciascun evento singolo;
- $k_2 = 0.55$ è un coefficiente legato alla probabilità di moto in controfase di due pile adiacenti;
- d_{Ed} è lo spostamento relativo totale tra le parti, pari allo spostamento d_E prodotto dall'azione sismica di progetto, calcolato come indicato nel paragrafo 7.3.3.3 del D.M. 14/01/2008: $d_E = \pm \mu_d \cdot d_{Ee}$

dove d_{Ee} è lo spostamento corrispondente al periodo di vibrazione della pila ricavato dallo spettro elastico in termini di spostamento e $\mu_D = q$ per $T_1 \geq T_C$ oppure $\mu_D = 1+(q-1) \cdot T_C/T_1$ per $T_1 < T_C$ e con la limitazione $\mu_D \leq 5q-4$ (q è il fattore di struttura).

- d_{eg} è lo spostamento relativo tra le parti dovuto agli spostamenti relativi del terreno, da valutare secondo il paragrafo 3.2.3.3 del D.M. 14/01/2008. Il valore di spostamento assoluto orizzontale massimo del suolo (d_g) di un punto può calcolarsi secondo l'espressione seguente:

$$d_g = 0.025 \cdot a_g \cdot S \cdot T_C T_D$$

dove a_g , S , T_C , T_D sono le grandezze definite al paragrafo 6.3.7. Nel caso in esame si suppone in via cautelativa che tale spostamento assoluto coincida con lo spostamento relativo tra due punti, ossia si sta valutando lo spostamento relativo della fondazione in esame rispetto ad un punto fermo.

Di seguito è riportato il calcolo per la pila di altezza maggiore:

Calcolo escursione longitudinale dei giunti													
Azione termica				Azione sismica					Azione sismica in fondazione		Escursione giunti		Limitazioni Normative
L	ΔT	D_t	E_1	T_1	μ_d	d_E	k_2	E_2	d_g	E_3	k_1	E_L	$E_L = \max(E_0 + E_i)$
[mm]	[°]	[mm]	[mm]	[s]	[-]	[mm]	[-]	[mm]	[mm]	[mm]	[-]	[mm]	[mm]
32000	22.5	7.200	14.4	0.261	1.00	1.2	0.55	2.5	135.5	271.0	0.45	130	271.0

Nota: Nel caso specifico lo spostamento d_{Ed} coincide con il valore dello spostamento elastico calcolato in base allo schema strutturale di mensola con incastro alla base per effetto dell'azione sismica di progetto nell'ipotesi $q=1$: $d_{Ed} = (FH^3/3EI) \cdot \mu_d$

VI01 da km 2+783,900 a km 2+815.9: Relazione di calcolo Spalla S1

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
LI02	02D78	CL	VI0104001	B	51 di 52

Per garantire infine un minimo di escursione in funzione della sismicità del sito, il valore EL dovrà essere assunto non minore di:

$$\text{Per valori di } a_g(\text{SLV}) < 0.25g : E_L \geq \max(0.10m; 2.3 \cdot L/1000 + 0.073) = E_{L\text{min Non sismica}} \quad 146.6 \text{ mm}$$

$$\text{Per valori di } a_g(\text{SLV}) \geq 0.25g : E_L \geq \max(0.15m; 3.3 \cdot L/1000 + 0.1) = E_{L\text{min sismica}} \quad 205.6 \text{ mm}$$

ove: L= Lunghezza del ponte (m)

Nel caso in esame: Classe zona: Non Sismica

In definitiva:

$$E_L = 271.0 \text{ mm}$$

Pertanto:

ESCURSIONE DEI GIUNTI (δ_{Giu})

$$\delta_{\text{GIU}} = \pm E_L/2 + 10\text{mm} = \pm 145.5 \text{ mm}$$

AMPIEZZA DEI VARCHI (v)

$$V \geq E_L/2 + V_0 = 155.5 \text{ mm}$$

ove: $V_0 = 20 \text{ mm}$



LINEA PESCARA - BARI
RADDOPPIO TRATTA FERROVIARIA TERMOLI - LESINA
LOTTI 2 e 3 – RADDOPPIO TERMOLI - RIPALTA

VI01 da km 2+783,900 a km 2+815.9: Relazione di calcolo Spalla S1

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
LI02	02D78	CL	VI0104001	B	52 di 52

13 CONCLUSIONI

I risultati ottenuti nelle analisi e nelle verifiche, mostrano che il dimensionamento delle strutture è stato effettuato nel rispetto dei requisiti di resistenza richiesti all'opera.