

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

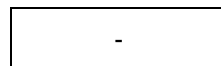
LOTTI 2 e 3 – RADDOPPIO TERMOLI - RIPALTA

Opere d'arte maggiore – Ponti e Viadotti Ferroviari

VI06 da km 15+105,40 a km 15+910.4

Relazione di calcolo Spalla S1

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 6 0 4 0 0 1 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: LI0202D78CLVI0604001A.doc

n. Elab.:

ITALFERR S.p.A.
Gruppo Ferrovie dello Stato
Direzione Tecnica
UO Infrastrutture Sud
Dott. Ing. Danilo 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	6
3	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	7
3.1	Categoria di sottosuolo	7
3.2	Capacità portante dei pali e stratigrafia di progetto	7
4	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	8
4.1	Documenti Referenziati	8
4.2	Unità di misura	8
5	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	9
5.1	Classi di esposizione e copriferri	9
5.2	Calcestruzzo pali e plinti di fondazione $R_{ck} > 30$ Mpa (C25/30)	10
5.3	Calcestruzzo parti in elevazione pile e spalle e solettoni $R_{ck} > 40$ Mpa (C32/40)	10
5.4	Acciaio d'armatura B450C	10
6	ANALISI DEI CARICHI	11
6.1	Azione del vento (Q6)	15
6.1.1	Azione aerodinamica dovuta al traffico ferroviario	19
6.2	Azioni Sismiche (Q7)	20
6.2.1	Vita nominale	22
6.2.2	Classe d'uso	22
6.2.3	Periodo di riferimento	23
6.2.4	Valutazione dei parametri di pericolosità sismica	23
6.2.5	Caratterizzazione sismica del terreno	24
6.2.6	Parametri sismici di calcolo e spettro elastico di risposta	25
6.2.7	Spettri di risposta di progetto	27
6.3	Resistenze Parassite dei vincoli (Q8)	29
6.4	Gruppi di Carico	29
7	COMBINAZIONI DI CARICO	30
8	CRITERI DI VERIFICA	33
8.1	Verifica agli SLU: Pressoflessione e Taglio	33
8.1.1	Verifica a pressoflessione	33
8.1.2	Verifica a taglio	33
8.2	Verifica agli SLE: Limitazione delle Tensioni e Fessurazione	34
8.2.1	Verifica di fessurazione	34
8.2.2	Verifica delle tensioni di esercizio	35
9	MODELLO DI CALCOLO	35

VI06 da km 15+105,40 a km 15+910.4: Relazione di calcolo Spalla S1

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
LI02	02D78	CL	VI0604001	A	3 di 56

9.1	Condizioni statiche	35
9.2	Condizioni sismiche	37
10	VERIFICA DELLA SPALLA MOBILE S01	38
10.1	MURO FRONTALE	38
10.2	Muro paraghiaia	42
10.3	Muri laterali	43
11	VERIFICA DELLE FONDAZIONI	44
11.1	plinto di fondazione	44
11.2	pali di fondazione	48
11.3	Verifiche di capacità portante	50
11.3.1	Capacità portante Pali Di Gruppo	50
11.4	Capacità portante laterale dei pali di fondazione	50
11.5	Valutazione dei cedimenti in fondazione	51
12	APPOGGI E GIUNTI	52
12.1	Appoggi	52
12.2	Escursione dei giunti	54
13	CONCLUSIONI	56



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

VI06 da km 15+105,40 a km 15+910.4: Relazione di calcolo Spalla S1

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
LI02	02D78	CL	VI0604001	A	4 di 56

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 delle pile che sostengono le campate in c.a.p. da 25 m del viadotto ferroviario denominato VI06, previsto tra le progressive chilometriche 15+105.40 e 15+910.4.

Il viadotto, avente lunghezza complessiva pari a circa 805m è a doppio binario composto da 29 campate in semplice appoggio di cui:

- n° 25 da 25 m costituite da quattro travi a cassoncino in c.a.p. preteso.
- n° 2 da 20 a travi incorporate
- n° 2 da 70 in acciaio a travi estradossate

La piattaforma ha una larghezza totale di 13.70 m ed ospita due binari posti ad interasse di 4.0 m.

Gli impalcati in c.a.p. sono costituiti da quattro cassoncini in c.a.p. preteso hanno altezza pari a 2.10 m ed interasse pari a 2.41 m. Al di sopra dei cassoncini viene realizzata una soletta in calcestruzzo gettata in opera avente spessore variabile da un minimo di 0.30 m ad un massimo di 0.40 in asse impalcato.

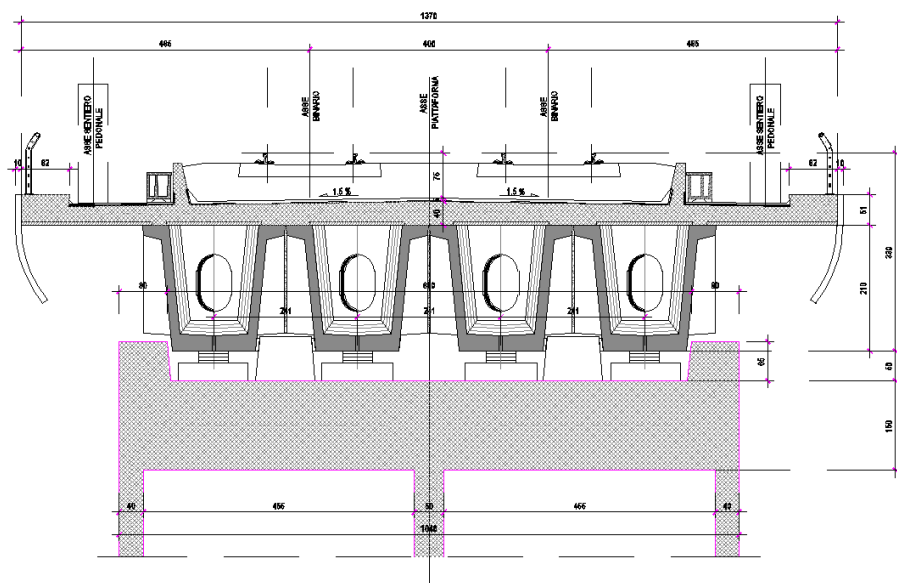


Figura 1 - Sezione trasversale impalcato

Nel presente documento si analizzano alcune delle sottostrutture del viadotto in esame.

OPERA				PILE			IMPALCATI							FONDAZIONE				
WBS	Pk iniz.	Pk fin.	L [m]	P	H [m]	Tipo	B.A.R.	R _{min}	SX	L [m]	Appoggi	DX	L [m]	Appoggi	Zona Sismica	Categoria Sottosuolo	D _{pali} [m]	n _{pali} [m]
							[-]	[m]										
VI06 - Torrente Saccione	15105.4	15910.4.4	805.0	S01	6.0	Classica	-	∞	-	-	-	Travi inc.	20.0	MOBILE	S3	C	1.5	12
				S02	4.5	Classica	-	∞	C.a.p.	25.0	FISSO	-	-	-	S3	C	1.5	12

Tabella 1 – Sintesi delle spalle del viadotto VI06

Oggetto del presente documento sono quindi le analisi e le verifiche delle spalle, in particolare della spalla S01, relativa all'impalcato a travi incorporate.

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 mobile mentre quella indicata con “S02” è la spalla fissa. Il presente documento contiene le verifiche strutturali e geotecniche della spalla S01.

Di seguitosi riportano le principali caratteristiche geometriche delle sottostrutture.

SPALLA MOBILE S01

Altezza muro frontale: 6.00 m
Spessore muro frontale: 2.20 m
Altezza muro paraghiaia: 1.40 m
Spessore muro paraghiaia: 0.40 m
Spessore plinto di fondazione: 2.00 m
Lunghezza plinto di fondazione: 12.00 m
Larghezza plinto di fondazione: 16.50 m
Spessori muri laterali: 1.20 m
Pali: 12φ1500, Interasse: 4.50 m, L = 36.0 m

Tabella 2 – Caratteristiche geometriche spalla S01

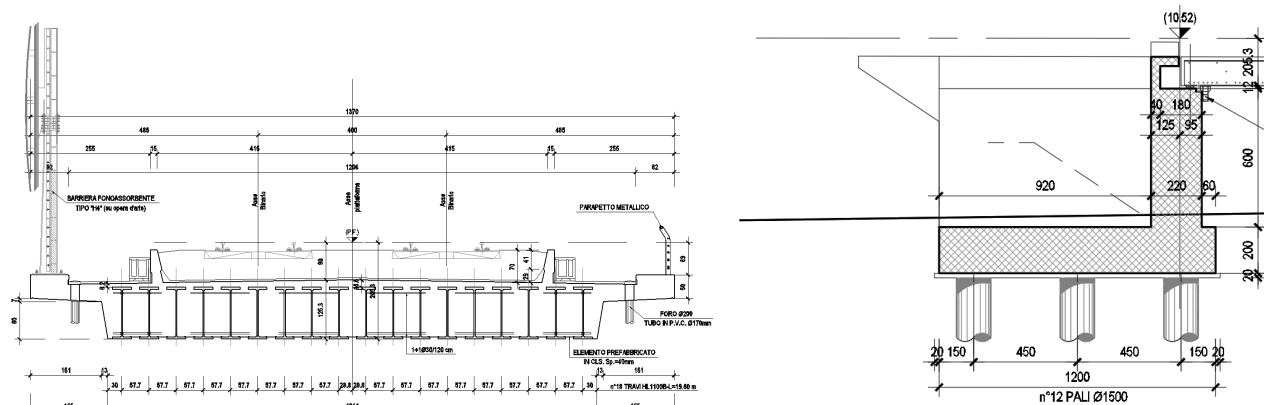


Figura 2 – Sezioni in direzione longitudinale e trasversale



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

VI06 da km 15+105,40 a km 15+910,4: Relazione di calcolo Spalla S1

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
LI02	02D78	CL	VI0604001	A	7 di 56

3 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

3.1 CATEGORIA DI SOTTOSUOLO

Dalle indagini sismiche (S15; M13; M12; S18; M10; S21) 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 C.

3.2 CAPACITÀ PORTANTE DEI PALI E STRATIGRAFIA DI PROGETTO

La capacità portante per le fondazioni del viadotto 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:

- N. 2 verticali di indagine, da cui $\xi_3 = 1.65$;
- F_{SL} = fattore di sicurezza per la portata laterale a compressione ($=\xi_3 \cdot \gamma_s = 1.9$);
- F_{SB} = fattore di sicurezza per la portata di base ($=\xi_3 \cdot \gamma_b = 2.2$);

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);
- $N_{max,SLU\text{ scalzamento}} < Q_{d,scalzamento}$, la massima sollecitazione assiale allo SLU in presenza di scalzamento (condizione di carico eccezzzionale, non concomitante con sisma) dovrà essere inferiore alla portata di progetto del palo in presenza di scalzamento (riportata nelle seguenti tabelle);
- $N_{max,SLE} < Q_{II} / 1.25$, la massima sollecitazione assiale allo SLE RARA dovrà essere inferiore alla portata laterale limite del palo (Q_{II} , riportata nelle seguenti tabelle) con un fattore di sicurezza di 1.25.

Inoltre 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

VI06 da km 15+105,40 a km 15+910.4: Relazione di calcolo Spalla S1

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
LI02	02D78	CL	VI0604001	A	8 di 56

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]

	LINEA PESCARA - BARI RADDOPPIO TRATTA FERROVIARIA TERMOLI - LESINA LOTTI 2 e 3 – RADDOPPIO TERMOLI - RIPALTA					
	VI06 da km 15+105,40 a km 15+910,4: Relazione di calcolo Spalla S1	COMMESSA LI02	LOTTO 02D78	CODIFICA CL	DOCUMENTO VI0604001	REV. A

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

Si riporta di seguito l'analisi dei carichi che caratterizzano le campate connesse alla spalla in esame. Le azioni derivanti da tale analisi sono state applicate su un modello di calcolo ad elementi finiti realizzato con il software *Midas Civil 2016* rappresentante l'impalcato, dalla quale sono state ricavati successivamente gli scarichi verticali ed orizzontali sugli appoggi fissi e mobili in modo da ottenere le azioni nella sezione di sommità della spalla. Si rimanda alla relazione tecnica relativa all'impalcato per maggiori dettagli.

Lunghezza impalcato (m) = $\boxed{20}$ (distanza asse giunti)
Luce di calcolo (m) = $\boxed{19.1}$ (distanza asse appoggi)

G1 (Permanenti strutturali)

Impalcato :

γ_{ca} =	$\boxed{25}$	KN/m ³	
g_{tr} =	$\boxed{3.9}$	KN/m	(Peso trave HL 1100 B)
A_{ca} =	$\boxed{10.15}$	m ²	(Area impalcato)
A_{tr} =	$\boxed{0.0497}$	m ²	(Area travi)
n travi =	$\boxed{18}$	m ³	(n° totale travi)
$A_{ca,netta}$ =	$\boxed{9.26}$	m ²	(Area impalcato al netto delle travi)

Tot G1 = $\boxed{301.6}$ KN/m (peso complessivo struttura impalcato per metro in direzione longitudinale)

N	ML	MT	TL	TT
[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]
3015.85	0	0	0	0

Scarichi su spalla mobile/fissa

G2 (Permanenti non strutturali)

G2,1: Ballast+Armamento+Impermeabilizzazione

γ_{armam} = $\boxed{20}$ KN/m³
L = $\boxed{8.20}$ m (lunghezza complessiva trasversale)
s = $\boxed{0.80}$ m (spessore)

G2,1 = $\boxed{131.2}$ KN/m (peso complessivo armamento a metro lineare in direzione longitudinale)

G2,2: Muretti paraballast+Canalette portacavi+impianti

G2,2 = $\boxed{18.0}$ KN/m (peso complessivo armamento a metro lineare in direzione longitudinale)

G2,3: Velette in c.a. a margine impalcato (n°2)

G2,3 = $\boxed{13.0}$ KN/m (peso complessivo velette a margine impalcato per metro lineare in direzione longitudinale.)

G2,4: 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

VI06 da km 15+105,40 a km 15+910.4: Relazione di calcolo Spalla S1

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
L102	02D78	CL	VI0604001	A	12 di 56

$p_{barr} = 4.0$ KN/m² (peso barriera a metro quadro)
 $hb = 4.5$ m (Barriera H4)
 $nb = 2$ (n° barriere previste)

$G_{2,4} = 36.0$ KN/m (peso complessivo barriere antirumore a metro lineare in direzione longitudinale.)

N	ML	MT	TL	TT
[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]
1312.00	0	0	0	0
180.00	0	0	0	0
130.00	0	0	0	0
360.00	0	0	0	0

G2,1: Scarichi su spalla mobile/fissa

G2,2: Scarichi su spalla mobile/fissa

G2,3: Scarichi su spalla mobile/fissa

G2,4: Scarichi su spalla mobile/fissa

Q1 (Carico Accidentale da traffico Ferroviario)

Nota: I carichi sono comprensivi del coefficiente di adattamento α

LM71X1,1

Carico Equivalente Tagliante:

145.2 KN/m

Carico Equivalente flettente:

136.3 KN/m

SW/2X1,0

Carico Equivalente Tagliante:

153.0 KN/m

Carico Equivalente flettente:

153.0 KN/m

$et,1(m) = 2.08$ m

(eccentricità trasversale rispetto al baricentro impalcato 1 binario carico 2000+1435/18)

$et,2(m) = 0.08$ m

(eccentricità trasversale rispetto al baricentro impalcato 2 binari carichi 1435/18)

Valutazione Coefficiente di Incremento dinamico:

Coefficiente dinamico (Caso 5,1 della tabella 5,2,II del DM2008)

$L\phi = 19.1$ m

$\phi_2 = 0,82 + 1,44 / (L_0^{0,5} - 0,2)$ 1.165 $1,00 < \phi_2 < 1,67$ (elevato standard manutentivo)

$\phi_3 = 0,73 + 2,16 / (L_0^{0,5} - 0,2)$ 1.248 $1,00 < \phi_3 < 2$ (**normale standard manutentivo**)

Caso : normale standard manutentivo

$\phi_3 = 1.248$

$SW/2 \times \phi_3 = 190.9$ KN/m

$et,2(m) = 2.08$ m

SW/2				
N	ML	MT	TL	TT
[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]
1909.35	0	3971.45	0	0
1909.35	0	3971.45	0	0

Scarichi su spalla mobile

Scarichi su spalla fissa

$LM71 \times \phi_3 = 145.2$

VI06 da km 15+105,40 a km 15+910.4: Relazione di calcolo Spalla S1

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
LI02	02D78	CL	VI0604001	A	13 di 56

$$et2(m) = 2.08 \text{ m}$$

LM71				
N	ML	MT	TL	TT
[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]
1452.00	0	3020.16	0	0
1452.00	0	3020.16	0	0

Scarichi su spalla mobile
Scarichi su spalla fissa

Q3,a (Carico da avviamento)

$$Qa = 33.0 \text{ KN/m} \quad (\text{carico da avviamento per qualsiasi modello di treno per metro in direzione long-ref})$$

2.5.1.4.3.3 manuale RFI)

$$L = 20 \text{ m} \quad (\text{lunghezza totale di binario da considerare caricata})$$

SW/2

$$\alpha \text{ SW/2} = 1.0 \quad (\text{coefficiente di adattamento})$$

$$ev(m) = 2.15 \text{ m} \quad (\text{eccentricità verticale rispetto testa muro frontale})$$

SW/2				
N	ML	MT	TL	TT
[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]
74.29	0.0	0.0	0.0	0.0
74.29	0.0	0.0	660.0	0.0

Scarichi su spalla mobile
Scarichi su spalla fissa

LM71

$$\alpha \text{ SW/2} = 1.1 \quad (\text{coefficiente di adattamento})$$

$$ev(m) = 2.15 \text{ m} \quad (\text{eccentricità verticale rispetto testa muro frontale})$$

LM71				
N	ML	MT	TL	TT
[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]
81.72	0.0	0.0	0.0	0.0
81.72	0.0	0.0	726.0	0.0

Scarichi su spalla mobile
Scarichi su spalla fissa

Q3,f (Carico da frenatura)

$$Qf \text{ LM71} = 20.00 \text{ KN/m} \quad (\text{carico da frenatura treno per metro in direzione long-manuale RFI})$$

$$L = 20 \text{ m} \quad (\text{lunghezza totale di binario da considerare caricata})$$

$$\alpha \text{ LM71} = 1.1 \quad (\text{coefficiente di adattamento})$$

$$ev(m) = 2.15 \text{ m} \quad (\text{eccentricità verticale rispetto testa muro frontale})$$

LM71				
N	ML	MT	TL	TT
[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]
49.53	0.0	0.0	0.0	0.0
49.53	0.0	0.0	440.0	0.0

Scarichi su spalla mobile
Scarichi su spalla fissa

$Q_{f\ sw2} = 35.00$ KN/m (carico da frenatura per metro in direzione long)-manuale RFI)
 $L = 20$ m lunghezza totale di binario da considerare caricata
 $\alpha_{sw2} = 1.0$ (coefficiente di adattamento)
 $ev(m) = 2.15$ m (eccentricità verticale rispetto testa muro frontale)

SW2				
N	ML	MT	TL	TT
[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]
78.80	0.0	0.0	0.0	0.0
78.80	0.0	0.0	700.0	0.0

Scarichi su spalla mobile
Scarichi su spalla fissa

Q4 (Centrifuga)

$V = 200$ Km/h Velocità di progetto
 $L_f = 20$ m lunghezza totale di binario da considerare caricata
 $r = 0$ m Raggio di curvatura
 $ev(m) = 0.00$ m (eccentricità verticale rispetto testa muro frontale)

$q_{tk} = 0.00$

Q5 (Serpeggio)

$Q_s = 100.00$ KN (carico da serpeggio manuale RFI)
 $ev(m) = 0.00$ m (eccentricità verticale rispetto testa muro frontale)

SW/2

$\alpha_{LM71} = 1.0$ (coefficiente di adattamento)

SW2				
N	ML	MT	TL	TT
[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]

0.00	0.0	0.0	0.0	100.0	Scarichi su spalla mobile
0.00	0.0	0.0	0.0	100.0	Scarichi su spalla fissa

LM71

α LM71 1.1 (coefficiente di adattamento)

LM71					
N	ML	MT	TL	TT	
[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	
0.00	0.0	0.0	0.0	110.0	Scarichi su spalla mobile
0.00	0.0	0.0	0.0	110.0	Scarichi su spalla fissa

6.1 AZIONE DEL VENTO (Q6)

L'azione del vento è valutata in accordo alla normativa vigente NTC08 e secondo quanto riportato nelle istruzioni CNR-DT207/2008.

Per le costruzioni usuali tali azioni sono convenzionalmente ricondotte ad azioni statiche equivalenti dirette secondo due assi principali della struttura, tali azioni esercitano normalmente all'elemento di parete o di copertura, pressioni e depressioni p (indicate rispettivamente con segno positivo e negativo) di intensità calcolate con la seguente espressione:

$$p = q_b c_e c_p c_d$$

- q_b = pressione cinetica di riferimento;
- c_e = coefficiente di esposizione ;
- c_p = coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico);
- c_d = coefficiente dinamico.

Pressione cinetica di riferimento:

La pressione cinetica di riferimento q_b (N/m^2) è data dall'espressione:

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

dove

v_b (T_R) = velocità di riferimento del vento (m/s) in corrispondenza del periodo di ritorno T_R

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

Il sito di riferimento "Puglia/Molise" ricade in zona 3 (figura 3.3.I_NTC 08) pertanto si ha:

Calcolo della pressione cinetica di riferimento (NTC 08)

ZONA	3		
$V_{b,0}$ =	27.00	m/s	Tabella 3.3.1 NTC 08
a_0 =	500	m/s	Tabella 3.3.1 NTC 08
k_a =	0.02	1/s	Tabella 3.3.1 NTC 08
a_s (m) =	≤ 500	m	Altitudine slm sito di riferimento
v_b	27	m/s	Velocità di riferimento (par.3.3.2 NTC08)
r =	1.25	kg/m^3	
T_r =	75	anni	Periodo di ritorno
α_R	1.02	-	Circolare 617-2009 (par 3.3.2)

$$v_b(\text{TR}) = 27.633 \text{ m/s} \quad \text{Circolare 617-2009 (par 3.3.2)}$$

$$q_b = 456 \text{ N/m}^2 \quad \text{Pressione cinetica di riferimento}$$

$$q_b = 0.456 \text{ kN/m}^2 \quad \text{Pressione cinetica di riferimento}$$

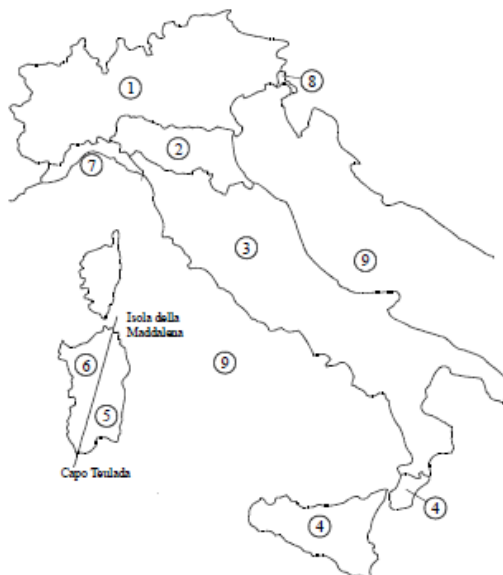


Figura 3.3.1 – Mappa delle zone in cui è suddiviso il territorio italiano

Tabella 3.3.I - Valori dei parametri $v_{b,0}$, a_0 , k_s

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_s [1/s]
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0.010
2	Emilia Romagna	25	750	0.015
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0.020
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0.020
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0.015
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0.020
7	Liguria	28	1000	0.015
8	Provincia di Trieste	30	1500	0.010
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0.020

Coefficiente di esposizione:

Il coefficiente d'esposizione c_e dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno, e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione (k_r , z_0 , z_{min}).

Il valore di c_e può essere ricavato mediante la relazione:

$$C_\theta(Z) = K_r^2 \cdot C_r \cdot \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) \left[7 + C_r \cdot \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right)\right] \quad \text{per } Z > Z_{min}$$

$$C_\theta(Z) = C_\theta(Z_{mm}) \quad \text{per } Z < Z_{min}$$

Dove k_r , z_0 e z_{min} sono definiti nella tabella seguente:

Tabella 3 Schema per la definizione della categoria di esposizione – cfr. NTC08

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

Mentre Il coefficiente di topografia si assume pari a:

$C_t = 1.0$ (Circolare del D.M. 1996, paragrafo C.7.5. caso zona pianeggiante P.O.)

Per il sito in esame si considera la Classe di rugosità del terreno D (tab 3.3.III):

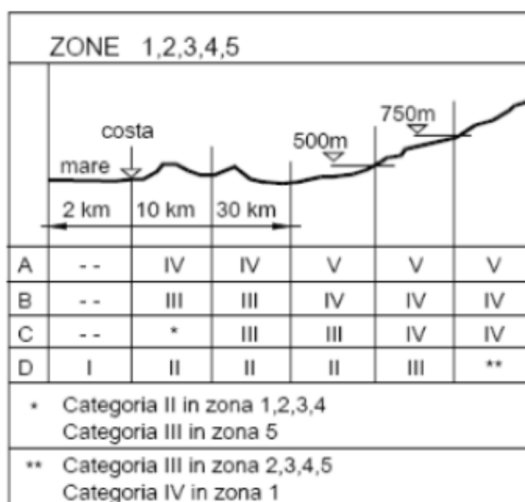
Tabella 3.3.III - Classi di rugosità del terreno

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.

Considerando come categoria di esposizione la categoria II (sito entro 10 km dalla costa):

Tabella 4 Definizione della categoria di esposizione



Riassumendo:

Calcolo Coefficiente di Esposizione Trav. Inc. L=20m

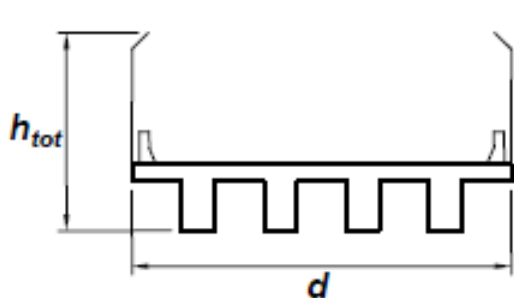
Classe rugosità	D	tab. 3.3.III NTC 08
Cat. Esp.	II	tab. 3.3.II NTC 08
$k_r =$	0.19	- tab. 3.3.II NTC 08
$z_0 =$	0.05 m	tab. 3.3.II NTC 08
$z_{min} =$	4.00 m	tab. 3.3.II NTC 08
$h_1 =$	10.00 m	quota intradosso impalcato (cautelativamente si assume 10m)
$s =$	1.36 m	spessore impalcato
$h_2 =$	0.69 m	distanza estradosso impalcato-P.F.
$h_3 =$	4.50 m	altezza ingombro (cautelativamente si considera una barriera H4v)
$z =$	16.6 m	Altezza suolo del punto considerato
$c_e =$	2.68	- Coefficiente di esposizione

Coefficiente dinamico:

Il coefficiente dinamico è posto pari a $c_d = 1$, in accordo alle indicazioni di cui al DM 14.01.08.

Coefficiente di forma o coefficiente aerodinamico

Si assume che il vento agisca in direzione prevalentemente orizzontale, ortogonalmente all'asse dell'impalcato: esercita nel piano della sezione un sistema di azioni aerodinamiche per unità di lunghezza riconducibili ad una *forza parallela alla direzione del vento* " f_x ", a una *forza verticale* " f_y " e ad un *momento intorno alla linea d'asse* " m_z ". Tali azioni sono quantificate mediante una coppia di *coefficienti di forza* " c_{fx} " e " c_{fy} " e mediante un *coefficiente di momento* " c_{mz} ". Le azioni aerodinamiche f_x , f_y e m_z si considerano simultanee e combinate con isegni che producono gli effetti più onerosi. Nella valutazione di h_{tot} si considera cautelativamente la presenza di una barriera antirumore di tipo H4v anche nei casi ove non prevista in previsione di un eventuale futuro intervento di mitigazione acustica.



$$c_{fx} = \begin{cases} \frac{1,85}{d/h_{tot}} - 0,10 & 2 \leq d/h_{tot} \leq 5 \\ \frac{1,35}{d/h_{tot}} & d/h_{tot} > 5 \end{cases} \quad (\text{G.24a})$$

$$c_{fy} = \begin{cases} \pm \left(0,7 + 0,1 \frac{d}{h_{tot}} \right) & 0 \leq d/h_{tot} \leq 5 \\ \pm 1,2 & d/h_{tot} > 5 \end{cases} \quad (\text{G.24b})$$

$$c_{mz} = \pm 0,2 \quad (\text{G.24c})$$

Nel caso in esame si ha:

Calcolo Coefficiente aerodinamico (CNR-DT 207/2008 par. G.11) – IMPLALCATO A TRAV. INC. L=20m

$q_p = q_b \cdot c_e(z) \cdot c_d =$	1.22	kN/m ²	Pressione pareti sopravento
$h_{tot} =$	6.6	m	Altezza impalcato più sagoma
$d =$	13.70	m	Larghezza impalcato
$d/h_{tot} =$	2.1	-	
$C_{fx} =$	0.784	-	Coeff. aerodinamico in direz. Trasversale all'impalcato
$C_{fy} =$	0.909	-	Coeff. aerodinamico in direz. perpendicolare all'impalcato
$C_{mz} =$	0.2	-	Coeff. aerodinamico per il momento in direzione dell'asse dell'impalcato

In definitiva si ha:

PRESSIONI

$q_{px} = q_p \cdot c_{fx} =$	0.96	kN/m ²	Pressione in direz. Trasversale all'impalcato
$q_{py} = q_p \cdot c_{fy} =$	1.11	kN/m ²	Pressione in direz. Perpendicolare all'impalcato
$m_x = q_p \cdot c_{mz} =$	0.24	kNm/m ²	Pressione in direzione dell'asse dell'impalcato

FORZE DISTRIBUITE

$f_x = q_p \cdot d \cdot c_{fx} =$	13.13	kN/m	Forza distribuita in direz. Trasversale all'impalcato
$f_y = q_p \cdot d \cdot c_{fy} =$	15.22	kN/m	Forza distribuita in direz. Perpendicolare all'impalcato
$m_x = q_p \cdot d^2 \cdot c_{mz} =$	45.86	kNm/m	Momento distribuito in direzione dell'asse dell'impalcato

6.1.1 Azione aerodinamica dovuta al traffico ferroviario

In accordo con quanto previsto nel "MANUALE DI PROGETTAZIONE DELLE OPERE CIVILI" - RFI DTC SICS MA IFS 001 B, si considera l'effetto aerodinamico associato al passaggio dei treni. Tali prescrizioni si riscontrano anche al punto 5.2 della NTC2008 relativo ai ponti ferroviari.

Le azioni possono essere schematizzate mediante carichi equivalenti agenti nelle zone prossime alla testa ed alla coda del treno, il cui valore viene determinato con riferimento a due schemi, e deve essere utilizzato quello che meglio approssima la forma della pensilina, nel nostro caso la nostra pensilina si trova in una situazione intermedia tra le due descritte nello schema, pertanto calcoleremo il valore di pressione secondo entrambi gli schemi, ed applicheremo poi al modello di calcolo quello che induce una pressione maggiore:

Superfici verticali parallele al binario (5.2.2.7.1 – NTC2008):

Il valore dell'azione $\pm q_{1k}$ agente ortogonalmente alla superficie della barriera, viene valutato in funzione della distanza a_g dal binario.

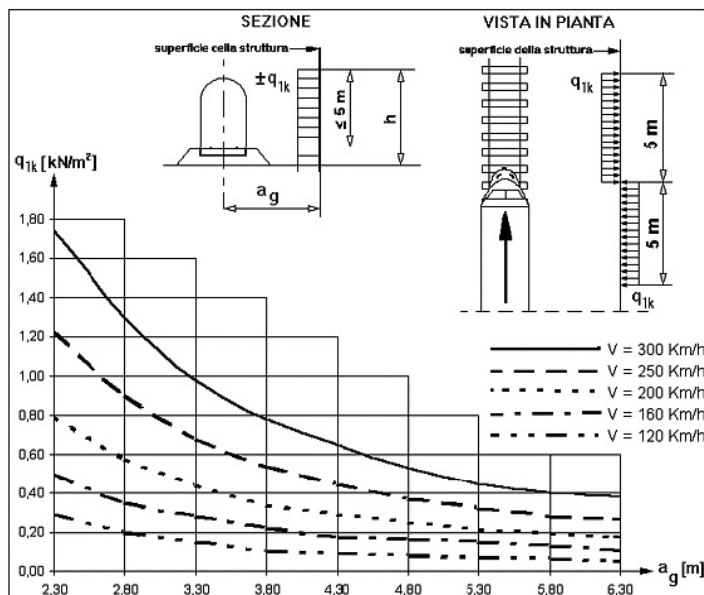


Figura 5.2.8 - Valori caratteristici delle azioni q_{1k} per superfici verticali parallele al binario

Figura 3 valori caratteristici delle azioni q_{1k} su superfici verticali e parallele al binario

Nel caso in esame si ha:

$$a_g = 4.3 \text{ m}$$

$$q_{1,k} = 0.30 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{HP: } V=200 \text{ km/h})$$

PRESCRIZIONE 5.2.3.3.2 DM 2008:

Occorre verificare che l'azione risultante dalla somma dell'azione del vento con le azioni aerodinamiche deve essere maggiore di un valore minimo, funzione della velocità della linea e comunque di 1,5 kN/m² sia nelle verifiche agli SLE (comb. Caratteristica) che nelle verifiche agli SLU. Nel caso in esame (160<V<200 km/h):

$$P_{tot,RFI} = q_{px} + q_{1,k} = 1.26 \text{ kN/mq}$$

Essendo $P_{tot,RFI} < 1.5 \text{ kN/mq}$ si assume nei calcoli:

$$q_{1,k} = 1.5 - q_{px} = 0.54 \text{ kN/m}^2$$

6.2 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 Chieti / Chieti (FG), Serracapriola- Loc.SS16 (FG).

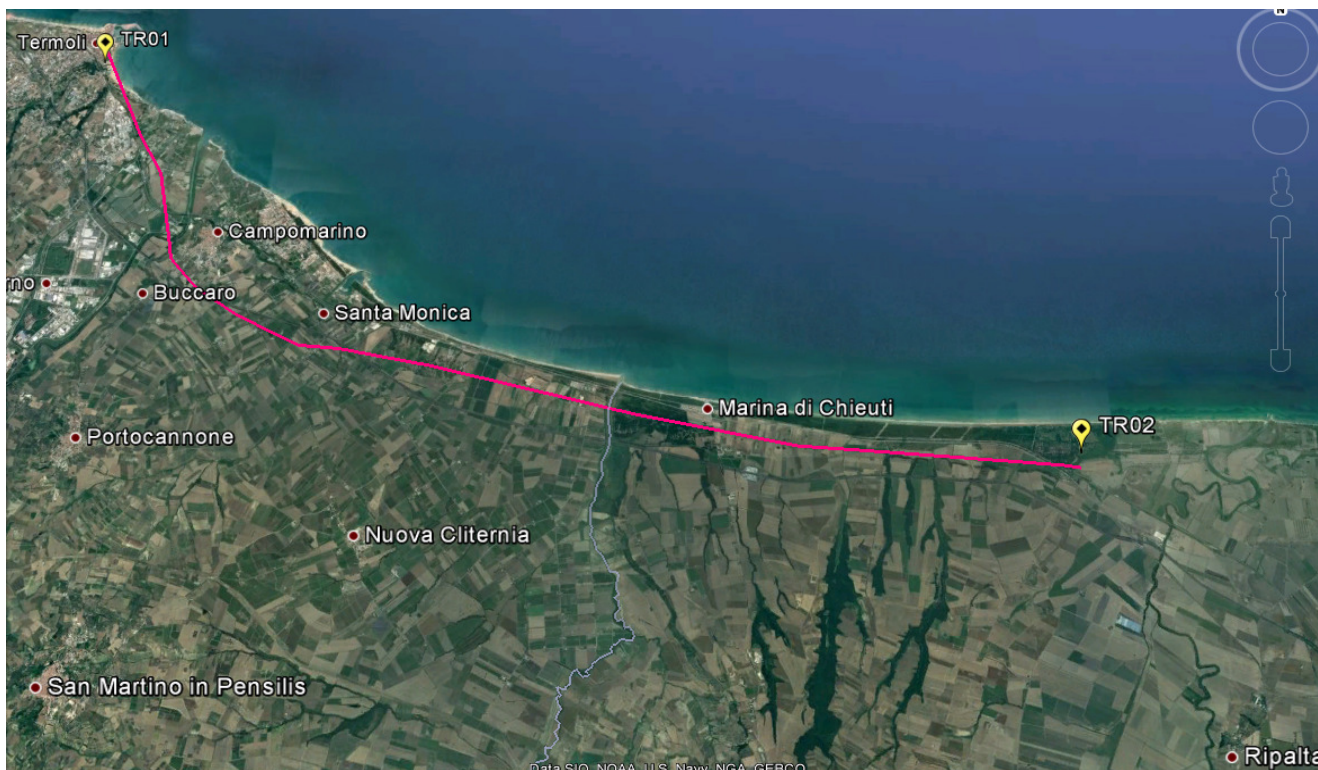


Figura 4 – Configurazione planimetrica tracciato

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 simiche, 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 5: 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

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.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA PESCARA - BARI RADDOPPIO TRATTA FERROVIARIA TERMOLI - LESINA LOTTE 2 e 3 – RADDOPPIO TERMOLI - RIPALTA					
	VI06 da km 15+105,40 a km 15+910.4: Relazione di calcolo Spalla S1	COMMESSA LI02	LOTTO 02D78	CODIFICA CL	DOCUMENTO VI0604001	REV. A

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.

6.2.1 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 6 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 VELOCITÀ CONVENZIONALE ($V < 250$ Km/h)	50
ALTRE OPERE NUOVE A VELOCITÀ ($V < 250$ km/h)	75
ALTRE OPERE NUOVE A VELOCITÀ ($V \geq 250$ 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, coprigiunti 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 $V_N = 75$.

6.2.2 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.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA PESCARA - BARI RADDOPPIO TRATTA FERROVIARIA TERMOLI - LESINA LOTTI 2 e 3 – RADDOPPIO TERMOLI - RIPALTA					
	VI06 da km 15+105,40 a km 15+910.4: Relazione di calcolo Spalla S1	COMMESSA LI02	LOTTO 02D78	CODIFICA CL	DOCUMENTO VI0604001	REV. A

- **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 7 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**.

6.2.3 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).

6.2.4 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 8 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.

6.2.5 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 9 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	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_{eg}}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_{eg}}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_{eg}}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_{eg}}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Tabella 10 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

6.2.6 Parametri sismici di calcolo e spettro elastico di risposta

L'opera in questione rientra nella zona sismica denominata S3 di cui nel seguito si riportano i parametri sismici di calcolo e lo spettro elastico di risposta:

Tabella 11: Parametri sismici di calcolo

ZONA SISMICA	S3
LATITUDINE	41.92
LONGITUDINE	15.16
COMUNE	Marina di Chieuti /Chieuti
PROVINCIA	FOGGIA
STATO LIMITE	SLV
CATEGORIA DI SOTTOSUOLO	C
CATEGORIA TOPOGRAFICA	T1
VITA NOMINALE V_N	75
CLASSE D'USO	C III
COEFFICIENTE D'USO C_U	1.5
VITA DI RIFERIMENTO V_R	112.5
a_g [g]	0.224
F_0	2.482
T_c^* [s]	0.352
S_s	1.366
C_C	1.482
S_T	1.000
PARAMETRI DIPENDENTI	
S	1.366
T_B	0.174
T_C	0.522
T_D	2.496

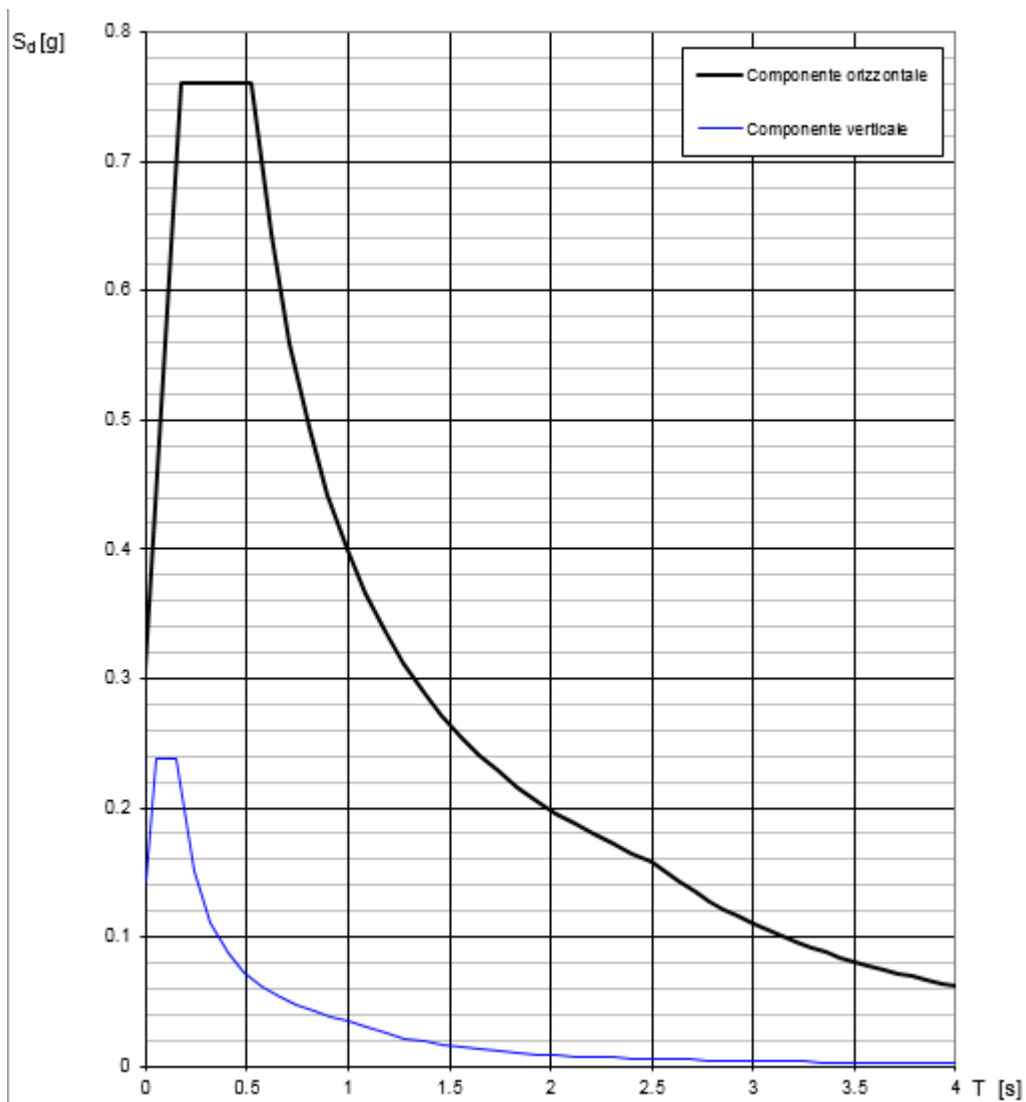


Figura 5 - Spettri di risposta elastici (componente orizzontale e verticale)

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					
	VI06 da km 15+105,40 a km 15+910.4: Relazione di calcolo Spalla S1	COMMESSA LI02	LOTTO 02D78	CODIFICA CL	DOCUMENTO VI0604001	REV. A

6.2.7 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.

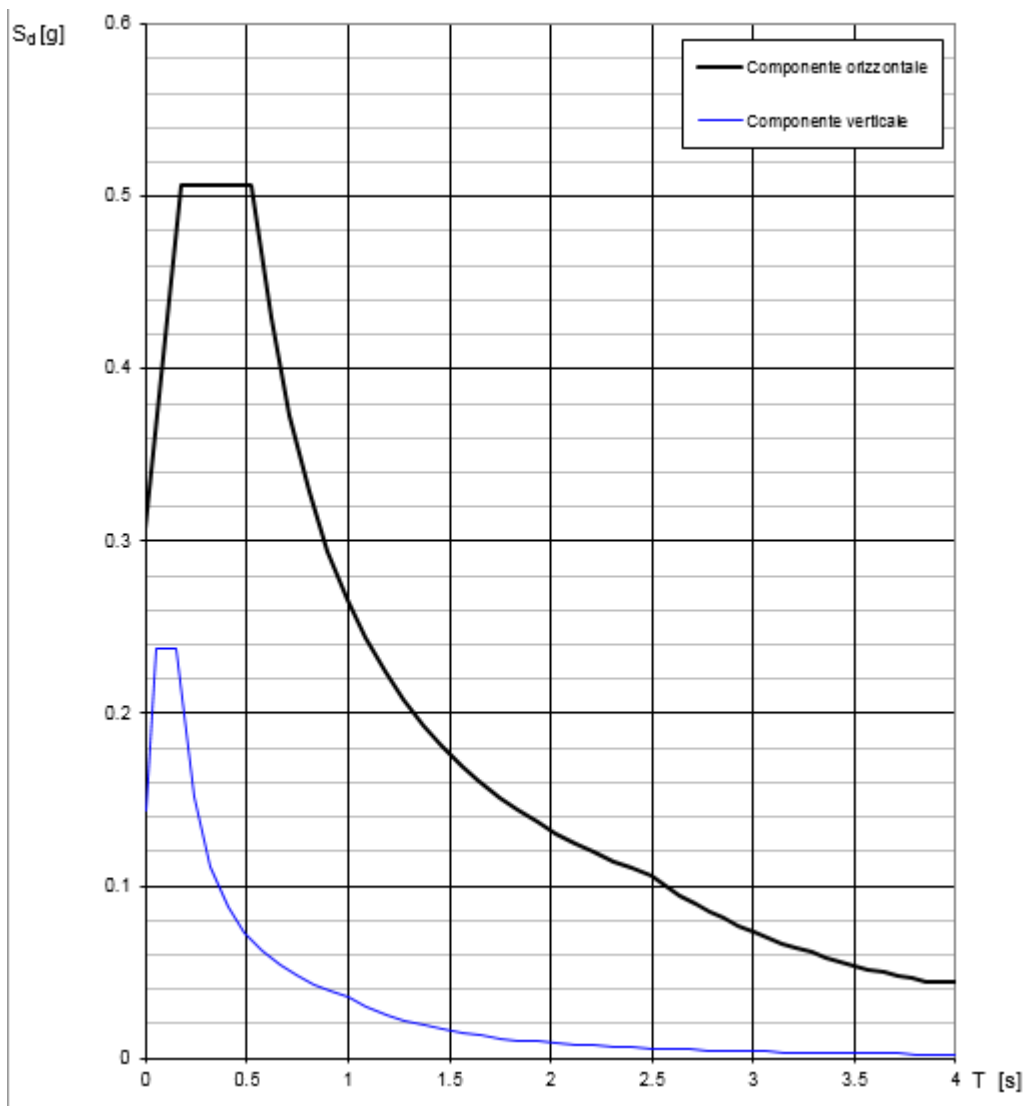


Figura 6 - Spettri di risposta di progetto (componente orizzontale e verticale)

6.3 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%.

6.4 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 12 – 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} .

VI06 da km 15+105,40 a km 15+910.4: Relazione di calcolo Spalla S1

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
LI02	02D78	CL	VI0604001	B	32 di 56

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 13 – 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
- $\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0,02$
- 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.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA PESCARA - BARI RADDOPPIO TRATTA FERROVIARIA TERMOLI - LESINA LOTTI 2 e 3 – RADDOPPIO TERMOLI - RIPALTA					
	VI06 da km 15+105,40 a km 15+910.4: Relazione di calcolo Spalla S1	COMMESSA LI02	LOTTO 02D78	CODIFICA CL	DOCUMENTO VI0604001	REV. B

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 14 – 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.

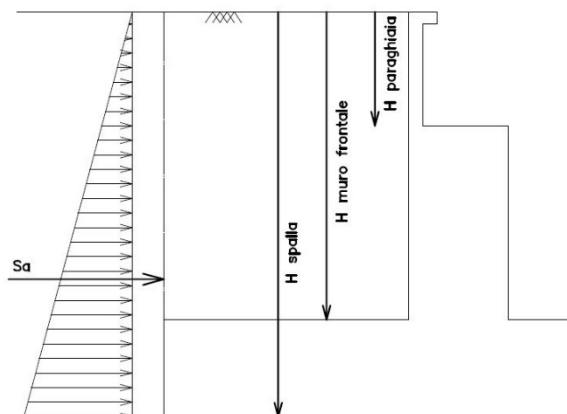


Figura 7: Schema per il calcolo degli effetti della spinta statica del terreno

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.

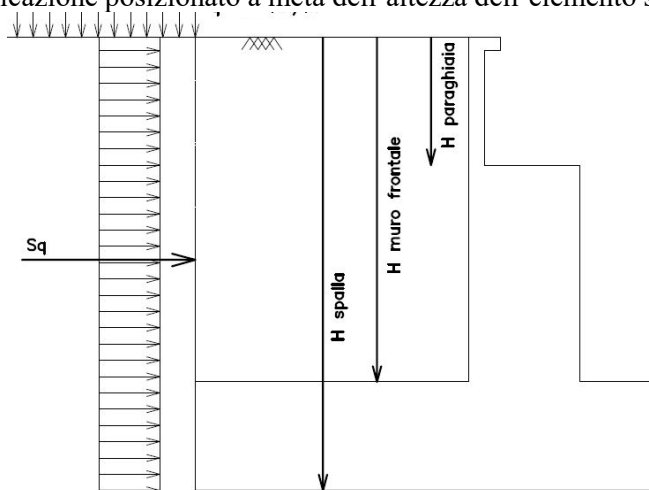


Figura 8: Schema per il calcolo degli effetti della spinta dovuta al sovraccarico accidentale

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.

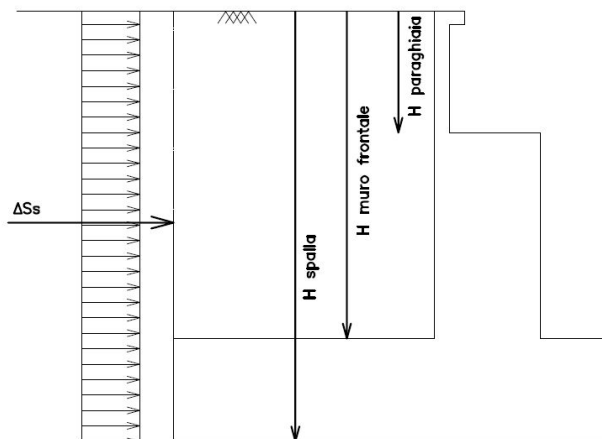


Figura 9: Schema per il calcolo degli effetti della sovraspinta sismica

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 a travi incorporate da 20 m e presenta una connessione tipo "appoggio mobile", secondo lo schema riportato qui di seguito.

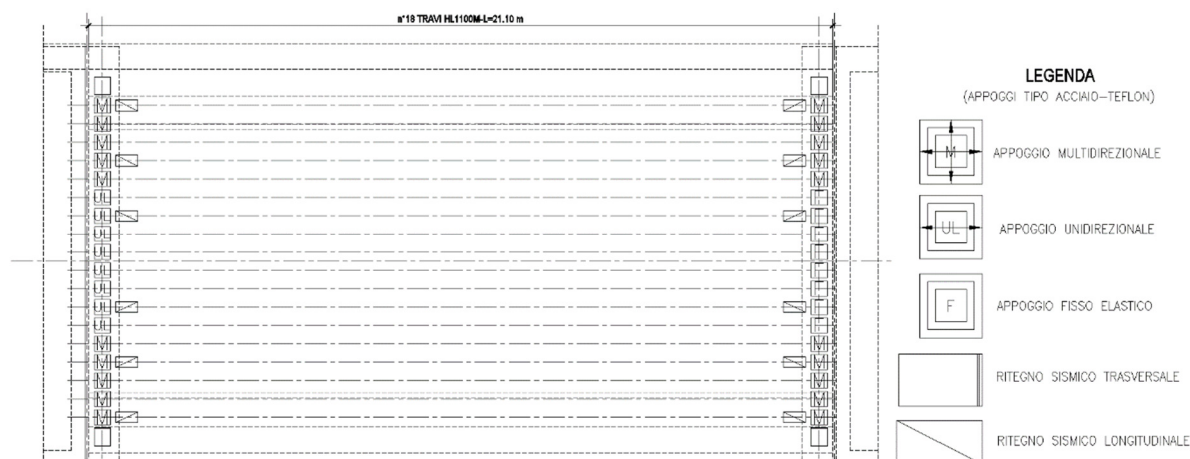


Figura 10 – Schema di appoggi travi incorporate

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)	12758	0	2796	194	555
SLU-Gr.3(N)	12853	0	2453	194	396
SLU-Gr.1(P)	13442	0	4144	194	541
SLU-Gr.3(P)	13558	0	3816	194	389
SLU-Gr.1-1SW/2	11277	0	8180	121	381
SLU-Gr.3-1SW/2	11334	0	8024	121	309
SLU-Gr.1-MaxML (P)	8452	0	4144	48	236
SLU-Gr.3-MaxML (P)	8452	0	3816	48	236
SLU-Gr.1(N)-Gk=1.00	10496	0	2796	182	555
SLU-Gr.3(N)-Gk=1.00	10592	0	2453	182	396
SLU-Gr.1(P)-Gk=1.00	11181	0	4144	182	541
SLU-Gr.3(P)-Gk=1.00	11297	0	3816	182	389
SLU-Gr.1-1SW/2-Gk=1.00	9016	0	8180	109	381
SLU-Gr.3-1SW/2-Gk=1.00	9073	0	8024	109	309
SLU-Gr.1-MaxML (P)-Gk=1.00	6191	0	4144	36	236
SLU-Gr.3-MaxML (P)-Gk=1.00	6191	0	3816	36	236
SLV-EL+0.3ET	5954	0	0	36	400
SLV-0.3EL+ET	5954	0	0	36	1334
SLE-C-Gr.1(N)	9081	0	1879	137	378
SLE-C-Gr.3(N)	9147	0	1643	137	268
SLE-C-Gr.1(P)	9553	0	2809	137	368
SLE-C-Gr.3(P)	9634	0	2583	137	263
SLE-C-Gr.1-1SW/2	8060	0	5593	86	258
SLE-C-Gr.3-1SW/2	8100	0	5485	86	208
SLE-C-Gr.1-MaxML (P)	6112	0	2809	36	158
SLE-C-Gr.3-MaxML (P)	6112	0	2583	36	158
SLE-F-Gr.1(N)	8330	0	378	116	176
SLE-F-Gr.3(N)	8382	0	189	116	88
SLE-F-Gr.1(P)	8707	0	1122	116	168
SLE-F-Gr.3(P)	8772	0	942	116	84
SLE-F-Gr.1-1SW/2	7513	0	3349	76	80
SLE-F-Gr.3-1SW/2	7545	0	3263	76	40
SLE-F-Gr.1-MaxML (P)	5954	0	1122	36	0
SLE-F-Gr.3-MaxML (P)	5954	0	942	36	0
SLE-QP	5954	0	0	0	0

Tabella 15 – 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	6.00 m
Spessore Muro Frontale	2.20 m
Lunghezza Muro Frontale	12.5 m
Altezza Muro Paraghiaia	1.40 m
Spessore Muro Paraghiaia	0.40 m
Peso Muro Frontale	4125 kN
Peso Muro Paraghiaia	175 kN
Eccentr. appoggi - muro frontale (base)	0.60 m
Eccentr. paraghiaia - muro frontale (base)	-0.90 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 del rilevato	7.6 m
Spinta a riposo	2242 kN
Sovraccarico accidentale da traffico	52.08 kN/mq
Accelerazione sismica di base a_g	0.224
Coefficiente stratigrafico SS	1.37
Coefficiente topografico ST	1.00
Accelerazione orizzontale massima attesa a_{max}	0.306
β_m (massa cls spalla)	1.000
K_h (cls spalla) =	0.306
K_v (cls spalla)=	0.153
β_m (massa terreno)	1.000
K_h (terreno) =	0.306
K_v (terreno)=	0.153
Spinta in condizione sismiche (wood)	3570 kN
Inerzia del Muro Frontale (H)	1262 kN
Inerzia del Muro Paraghiaia (H)	54 kN
Inerzia del Muro Frontale (V)	631 kN
Inerzia del Muro Paraghiaia (V)	27 kN

Tabella 16 – Valutazioni pesi e spinte agenti sul muro frontale

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

BASE MURO FRONTALE "Soll. dall'impalcato+Peso Muro + Paraghiaia+Inerzie"					
Combinazioni	N	Mlong	Mtrasv	Tlong	Ttrasv
	KN	kNm	kNm	KN	KN
SLU-Gr.1(N)	18563	8609	6128	194	555
SLU-Gr.3(N)	18658	8666	4828	194	396
SLU-Gr.1(P)	19247	9019	7389	194	541
SLU-Gr.3(P)	19363	9089	6148	194	389
SLU-Gr.1-1SW/2	17082	7282	10468	121	381
SLU-Gr.3-1SW/2	17139	7316	9877	121	309
SLU-Gr.1-MaxML (P)	14257	5148	5562	48	236
SLU-Gr.3-MaxML (P)	14257	5148	5235	48	236
SLU-Gr.1(N)-Gk=1.00	14796	7232	6128	182	555
SLU-Gr.3(N)-Gk=1.00	14892	7289	4828	182	396
SLU-Gr.1(P)-Gk=1.00	15481	7643	7389	182	541
SLU-Gr.3(P)-Gk=1.00	15597	7712	6148	182	389
SLU-Gr.1-1SW/2-Gk=1.00	13316	5905	10468	109	381
SLU-Gr.3-1SW/2-Gk=1.00	13373	5939	9877	109	309
SLU-Gr.1-MaxML (P)-Gk=1.00	10491	3771	5562	36	236
SLU-Gr.3-MaxML (P)-Gk=1.00	10491	3771	5235	36	236
SLV-EL+0.3ET	10254	7775	3644	1351	795
SLV-0.3EL+ET	10254	4873	12148	430	2649
SLE-C-Gr.1(N)	13381	6111	4145	137	378
SLE-C-Gr.3(N)	13447	6150	3248	137	268
SLE-C-Gr.1(P)	13853	6394	5015	137	368
SLE-C-Gr.3(P)	13934	6442	4159	137	263
SLE-C-Gr.1-1SW/2	12360	5196	7138	86	258
SLE-C-Gr.3-1SW/2	12400	5219	6731	86	208
SLE-C-Gr.1-MaxML (P)	10412	3724	3755	36	158
SLE-C-Gr.3-MaxML (P)	10412	3724	3529	36	158
SLE-F-Gr.1(N)	12630	5539	1434	116	176
SLE-F-Gr.3(N)	12682	5570	717	116	88
SLE-F-Gr.1(P)	13007	5765	2130	116	168
SLE-F-Gr.3(P)	13072	5804	1446	116	84
SLE-F-Gr.1-1SW/2	11813	4807	3829	76	80
SLE-F-Gr.3-1SW/2	11845	4826	3503	76	40
SLE-F-Gr.1-MaxML (P)	10254	3629	1122	36	0
SLE-F-Gr.3-MaxML (P)	10254	3629	942	36	0
SLE-QP	10254	3415	0	0	0

Tabella 17 – 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	2.20	1φ24/20	1φ20/20	-	8

Tabella 18 – 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)	1549	1991	429	2.60	2.03
Min N	SLV-EL+0.3ET	820	1707	394	2.61	2.21
Max ML	SLU-Gr.3(P)	1549	1991	429	2.60	2.03
Max VL	SLU-Gr.1(N)	1485	1952	429	2.62	2.03

BASE MURO FRONTALE - Verifiche allo SLE

Combinazioni		N kN/m	Mlong kNm/m	Tlong kN/m	σ_c Mpa	σ_s Mpa	Wk mm
RARA	SLE-C-Gr.3(P) - Max N	1115	1418	308	-2.74	58.03	0.0
	SLE-C-Gr.1-MaxML (P) - Min N	833	1201	300	-2.34	57.19	0.0
	SLE-C-Gr.3(P) - Max ML	1115	1418	308	-2.74	58.03	0.0
FREQ	SLE-F-Gr.3(P) - Max N	1046	1277	283	-2.46	49.42	0.0
	SLE-F-Gr.1-MaxML (P) - Min N	820	1103	277	-2.14	48.49	0.0
	SLE-F-Gr.3(P) - Max ML	1046	1277	283	-2.46	49.42	0.0
QP	SLE-QP	820	728	179	-1.35	15.74	0.0

Tabella 19 – 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	14	KN/m
Altezza Muro Paraghiaia	1.4	m
Spessore Muro Paraghiaia	0.4	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	36.7	kN/m
Spinta in condizione sismiche (wood)	15.7	kN/m
Inerzia del Muro Paraghiaia /m	4.3	kN/m

Tabella 20 – Valutazioni pesi e spinte agenti sul muro paraghiaia

Muro	Sezione di verifica		Armatura			
	Base [m]	Altezza [m]	Tesa	Compressa	Taglio	c [cm]
Paraghiaia	1	0.4	1 ϕ 14/20	1 ϕ 12/20	-	7

Tabella 21 – 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	19	37	51	3.0	3.2
SLV	14	34	55	2.8	3.0

VERIFICHE DI ESERCIZIO

Combinazione	N	M	V	σ_c	σ_s	Wk
	KN/m	kNm/m	KN/m	Mpa	Mpa	mm
SLE_RARA	14	27	37	-1.97	11.56	0

Tabella 22 – Verifiche del muro paraghiaia

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 muro frontale.

MURI LATERALI	
Altezza totale muri laterali	7.4 m
Spessore medio Muri Laterali	1.20 m
Lunghezza Massima muri laterali	9.2 m
Peso Muro laterale (singolo)	2042 kN
Peso totale Muri laterali	4085 kN
Spinta a riposo (con 100% sovraccarichi)	364.2 kN/m
Spinta a riposo (con 50% sovraccarichi)	293.1
Spinta in condizione sismiche (wood)	353.5 kN/m
Inerzia del Muro laterale /m	68 kN/m

Tabella 23 – Valutazioni pesi e spinte agenti sui muri laterali

	Sezione di verifica		Armatura			
	Base [m]	Altezza [m]	Tesa	Compressa	Taglio	c [cm]
Laterale	1	1.2	I strato: 1 ϕ 30/15 II strato: 1 ϕ 26/15	1 ϕ 26/15	Spilli ϕ 12/20x40	8

Tabella 24 – 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	300	1489	492	2.05	2.89
SLV	222	2344	714	1.30	1.99

VERIFICHE DI ESERCIZIO

Combinazione	N	M	V	σ_c	σ_s	Wk
	KN/m	kNm/m	KN/m	Mpa	Mpa	mm
SLE_RARA	228	1201	310	-4.78	61.73	0.00

Tabella 25 – 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	-1.4 m
Peso Muro Frontale	4125 kN
Ecc. Long. Muro Frontale - Plinto	4.30 m
Ecc.Appoggi Plinto	4.90 m
Peso Muro Paraghiaia	175 m
Ecc. Long. Muro Paraghiaia - Plinto	3.40 kN
Peso Terreno Interno	14746 kN
Peso Accidentali	5757 kN
Eccentricità long Terreno -Plinto	-1.4 m
Spessore Plinto	2 m
Lunghezza plinto	12 m
Larghezza plinto	16.5 m
Peso plinto di fondazione	9900
Altezza Rilevato+H plinto	9.6 m
Spinta a riposo rilevato	4428 kN
Spinta a riposo sovraccarichi	2306 kN
Spinta in condizione sismiche (wood)	7050 kN
Inerzia dei muri laterali (H)	1250 kN
Inerzia dei muri laterali (V)	625 kN
Inerzia plinto di fondazione (H)	3029 kN
Inerzia plinto di fondazione (V)	1515 kN
Inerzia rilevato interno(H)	4512 kN
Inerzia rilevato interno (V)	2256 kN

Tabella 26 – Valutazioni pesi e spinte agenti sul plinto di fondazione

SOLLECITAZIONI BASE PLINTO							
Combo	N	V _L	V _T	M _L	M _T	M _{L,ΔM}	M _{T,ΔM}
	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
SLU-Gr.1(N)	-65697	9515	555	72353	7238	101471	8938
SLU-Gr.3(N)	-65792	9515	396	72820	5619	101937	6831
SLU-Gr.1(P)	-66381	9515	541	75707	8471	104824	10126
SLU-Gr.3(P)	-66498	9515	389	76277	6925	105394	8114
SLU-Gr.1-1SW/2	-60043	7770	381	64515	11231	88293	12398
SLU-Gr.3-1SW/2	-60100	7770	309	64795	10495	88573	11440
SLU-Gr.1-MaxML (P)	-61391	9369	236	50084	6035	78754	6758
SLU-Gr.3-MaxML (P)	-61391	9369	236	50084	5707	78754	6430
SLU-Gr.1(N)-Gk=1.00	-51875	7953	555	59026	7238	83363	8938
SLU-Gr.3(N)-Gk=1.00	-51970	7953	396	59492	5619	83829	6831
SLU-Gr.1(P)-Gk=1.00	-52559	7953	541	62379	8471	86716	10126
SLU-Gr.3(P)-Gk=1.00	-52676	7953	389	62950	6925	87287	8114
SLU-Gr.1-1SW/2-Gk=1.00	-46221	6208	381	51188	11231	70185	12398
SLU-Gr.3-1SW/2-Gk=1.00	-46278	6208	309	51468	10495	70465	11440
SLU-Gr.1-MaxML (P)-Gk=1.00	-47569	7807	236	36757	6035	60646	6758
SLU-Gr.3-MaxML (P)-Gk=1.00	-47569	7807	236	36757	5707	60646	6430
SLV-EL+0.3ET	-40501	17192	3432	100224	16687	152833	27190
SLV-0.3EL+ET	-40501	5183	11441	45068	55624	60928	90632
SLE-C-Gr.1(N)	-47869	6870	378	51729	4900	72751	6055
SLE-C-Gr.3(N)	-47935	6870	268	52050	3784	73073	4602
SLE-C-Gr.1(P)	-48341	6870	368	54041	5750	75064	6875
SLE-C-Gr.3(P)	-48421	6870	263	54435	4684	75457	5488
SLE-C-Gr.1-1SW/2	-43970	5667	258	46323	7653	63663	8442
SLE-C-Gr.3-1SW/2	-44009	5667	208	46516	7146	63856	7781
SLE-C-Gr.1-MaxML (P)	-44900	6769	158	36371	4070	57085	4552
SLE-C-Gr.3-MaxML (P)	-44900	6769	158	36371	3844	57085	4326
SLE-F-Gr.1(N)	-45966	6389	176	47885	1786	67435	2325
SLE-F-Gr.3(N)	-46019	6389	88	48142	893	67692	1162
SLE-F-Gr.1(P)	-46344	6389	168	49735	2466	69285	2980
SLE-F-Gr.3(P)	-46408	6389	84	50050	1614	69600	1871
SLE-F-Gr.1-1SW/2	-42847	5426	80	43561	3989	60164	4234
SLE-F-Gr.3-1SW/2	-42878	5426	40	43715	3583	60319	3706
SLE-F-Gr.1-MaxML (P)	-43591	6308	0	35599	1122	54902	1122
SLE-F-Gr.3-MaxML (P)	-43591	6308	0	35599	942	54902	942
SLE-QP	-38985	4428	0	35313	0	48861	0

Tabella 27 – 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 28 – 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	-8492	9	-2457	794	2431
SLU-Gr.3(N)	4	-8466	9	-2499	794	2429
SLU-Gr.1(P)	4	-8669	9	-2395	794	2430
SLU-Gr.3(P)	4	-8649	9	-2434	794	2428
SLU-Gr.1-1SW/2	4	-7732	9	-2275	648	1984
SLU-Gr.3-1SW/2	4	-7723	9	-2294	648	1983
SLU-Gr.1-MaxML (P)	4	-7454	9	-2778	781	2390
SLU-Gr.3-MaxML (P)	4	-7446	9	-2785	781	2390
SLU-Gr.1(N)-Gk=1.00	4	-6837	9	-1809	664	2033
SLU-Gr.3(N)-Gk=1.00	4	-6811	9	-1850	664	2031
SLU-Gr.1(P)-Gk=1.00	4	-7014	9	-1746	664	2033
SLU-Gr.3(P)-Gk=1.00	4	-6995	9	-1785	664	2031
SLU-Gr.1-1SW/2-Gk=1.00	4	-6077	9	-1627	518	1586
SLU-Gr.3-1SW/2-Gk=1.00	4	-6068	9	-1645	518	1585
SLU-Gr.1-MaxML (P)-Gk=1.00	4	-5799	9	-2129	651	1992
SLU-Gr.3-MaxML (P)-Gk=1.00	4	-5792	9	-2137	651	1992
SLV-EL+0.3ET	4	-8225	9	1474	1461	4471
SLV-0.3EL+ET	4	-7082	9	331	1047	3203
SLE-C-Gr.1(N)	4	-6145	9	-1834	573	1755
SLE-C-Gr.3(N)	4	-6127	9	-1862	573	1753
SLE-C-Gr.1(P)	4	-6266	9	-1791	573	1754
SLE-C-Gr.3(P)	4	-6253	9	-1817	573	1753
SLE-C-Gr.1-1SW/2	4	-5620	9	-1708	473	1447
SLE-C-Gr.3-1SW/2	4	-5614	9	-1721	473	1446
SLE-C-Gr.1-MaxML (P)	4	-5428	9	-2055	564	1727
SLE-C-Gr.3-MaxML (P)	4	-5423	9	-2060	564	1727
SLE-F-Gr.1(N)	4	-5755	9	-1906	533	1630
SLE-F-Gr.3(N)	4	-5741	9	-1929	532	1629
SLE-F-Gr.1(P)	4	-5853	9	-1871	533	1630
SLE-F-Gr.3(P)	4	-5842	9	-1892	532	1629
SLE-F-Gr.1-1SW/2	4	-5336	9	-1805	452	1384
SLE-F-Gr.3-1SW/2	4	-5331	9	-1815	452	1384
SLE-F-Gr.1-MaxML (P)	4	-5183	9	-2083	526	1609
SLE-F-Gr.3-MaxML (P)	4	-5179	9	-2087	526	1609
SLE-QP	1	-4606	9	-1891	369	1129

Tabella 29 – 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	1 ϕ 26/10	1 ϕ 26/10	Spilli ϕ 8/20x40

Tabella 30 – 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(P)	1549	608	2.68	1.9
Min N	SLV-0.3EL+ET	354	191	11.07	5.9

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)	181	114	-0.47	24.88	0.000
	SLE-C-Gr.3-MaxML (P)	16	94	-0.10	5.41	0.000
FREQ	SLE-F-Gr.3(P)	318	64	-0.66	34.85	0.000
	SLE-F-Gr.3-MaxML (P)	187	47	-0.36	19.28	0.000
QP	SLE-QP	696	89	-1.36	71.88	0.000

Tabella 31 – 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.

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

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

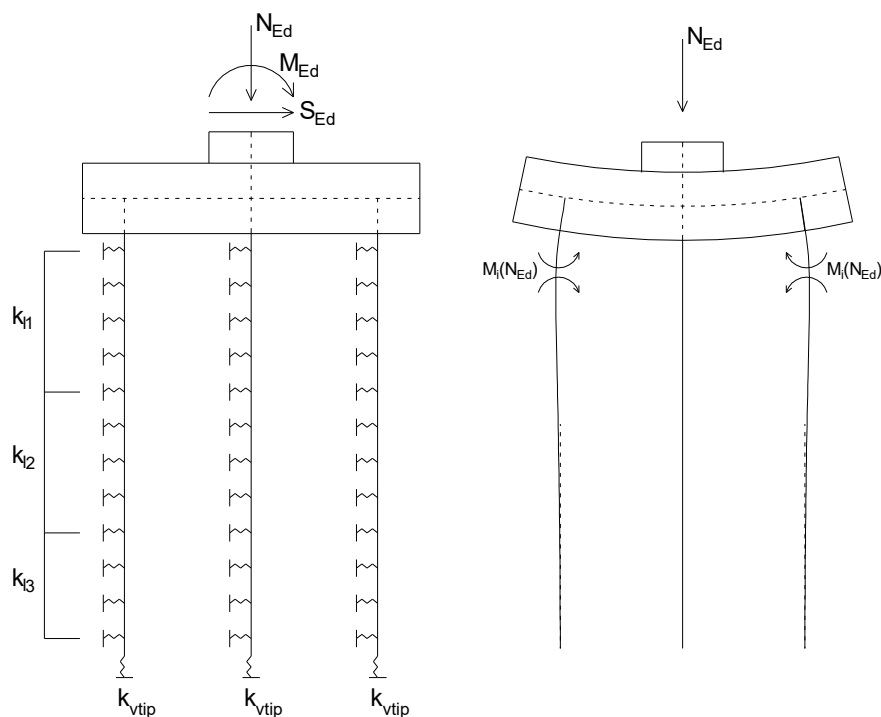


Figura 11 – Modello del plinto su pali ed effetto flessionale su pali dovuto al carico assiale agente sul plinto (a destra)

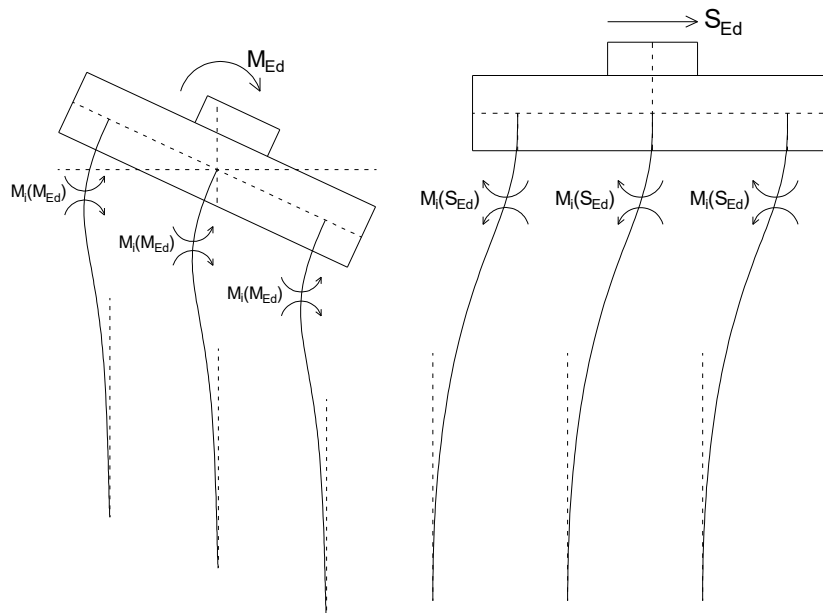


Figura 12 – Effetto flessionale sui pali dovuti al momento flettente (a sinistra) e al taglio (a destra) agenti sul plinto

I pali saranno armati con 36 coppie di $\phi 28$ longitudinali ($72\phi 26$) e con una spirale $\phi 16/10$ (2 bracci resistenti). Tale armatura costituisce la prima gabbia di armatura del palo e si estende per 12 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
$\Phi 1500$	1.5		$72\phi 28$	Spirale $\phi 16/10$

Nota: Per la definizione dell'armatura longitudinale è risultata dimensionante la verifica a carico limite orizzontale.

PALO - Verifiche allo SLU						
Combinazioni		N kN	Mlong kNm	Tlong kN	C.S. (NRd, MRd)	C.S. (VRd)
Max N	SLU-Gr.1(P)	-8841	2927	794	2.60	5.8
Min N	SLV-EL+0.3ET	1821	5384	1461	1.42	3.2
Max VL	SLV-EL+0.3ET	1821	5384	1461	1.42	3.2

PALO - Verifiche allo SLE							
Combinazioni		N	Mlong	Tlong	σ_c	σ_s	Wk
		kN	kNm	kN	Mpa	Mpa	mm
RARA	SLE-C-Gr.1(P)	-6391	2113	573	-6.39	9.70	0.000
	SLE-C-Gr.1-1SW/2	-1606	1742	473	-4.53	58.24	0.027
FREQ	SLE-F-Gr.1(P)	-5966	1963	533	-5.97	8.27	0.000
	SLE-F-Gr.1-1SW/2	-1710	1667	452	-4.35	53.01	0.024
QP	SLE-QP	-4683	1360	369	-4.37	1.25	0.000
	SLE-QP	-1815	1360	369	-3.59	34.38	0.000

Tabella 32 – 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]	Curva di portanza	SFORZI NEI PALI SLU		
		D _{pali}	n _{pali}	Stratig.	Liquefaz.	Scalzam.			N _{min}	Q _{d,c}	F.S.
		[m]	[m]								
S01	6.0	1.5	12	1	NO	1.5	2	-8841	9840	1.11	

SPALLE	H _{calcolo}	FONDAZIONE					L _{pali} [m]	Curva di portanza	SFORZI NEI PALI SLE		
		D _{pali}	n _{pali}	Stratig.	Liquefaz.	Scalzam.			N _{min}	Q _{ll,k}	N _{min} /Q _{ll}
		[m]	[m]								
S01	6.0	1.5	12	1	NO	1.5	2	-6391	11048	1.73	

SPALLE	H _{calcolo}	FONDAZIONE					L _{pali} [m]	Curva di portanza	SFORZI NEI PALI SLV		
		D _{pali}	n _{pali}	Stratig.	Liquefaz.	Scalzam.			N _{min}	Q _{d,c}	F.S.
		[m]	[m]								
S01	6.0	1.5	12	1	NO	1.5	36	1	-8571	9840	1.15

Tabella 33 – 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:

SPALLE	Casi di calcolo	L _{pali} [m]	Q _d (palo sing.) [kN]	PORTANZA PALI DI GRUPPO								
				Diametro	interasse	n. pali x fila	m. n. fila	Φ	E efficienza	N _{max,SLU}	Q _{d Gruppo}	FS
				[m]	[m]	[-]	[-]	[°]	[-]	[kN]	[kN]	[-]
S01	6.0	36	9840	1.5	4.5	4	3	18.43	0.71	66498	83816	1.26

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 o scaldamento, 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 ulteriori dettagli sull'esito della verifica si rimanda alla relazione geotecnica ove si è considerato:

- per ogni opera (viadotto / ponte) la fondazione della pila/spalla più rappresentativa e quindi tra i gruppi di palificate con stessa stratigrafia, stesso spessore di scalzamento/liquefazione è stata presa la fondazione con massimo carico orizzontale
- in presenza di scalzamento il carico orizzontale massimo per la verifica è quello massimo in condizioni statiche SLU.
- In presenza di liquefazione il carico orizzontale massimo per la verifica è quello massimo tra le condizioni statiche SLU e sismiche SLV

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

Al disotto delle travi disposte nella fascia centrale dell'impalcato si dispongono da un lato degli appoggi "fissi" e unidirezionali longitudinali sull'altro. Sulle rimanenti travi sono previsti appoggi di tipo multidirezionale. Uno schema in pianta della configurazione degli appoggi si riporta nella sottostante figura.

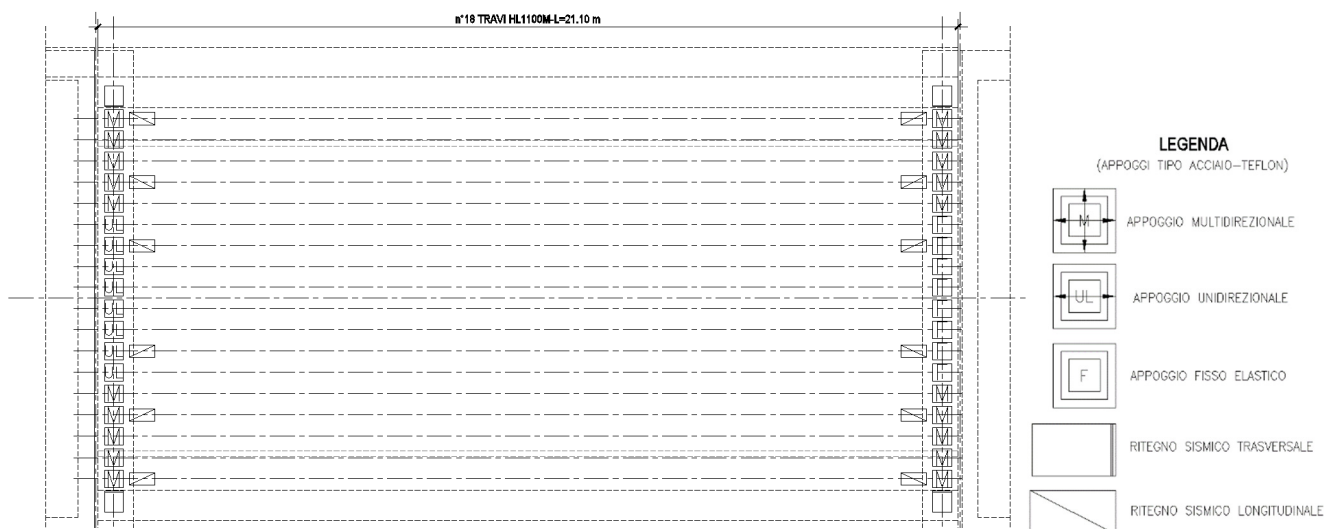


Figura 13 – Schema configurazione appoggi

Le azioni derivanti dall'impalcato su ciascuno degli appoggi sono valutate nel modo seguente:

- Sforzo normale appoggi: $N_i = N/n_{tot}$
- Taglio Trasversale appoggi Fissi: $TT_i = TT/n_F$
- Taglio Trasversale appoggi Unidirezionali: $TT_i = TT/n_{UL}$
- Taglio Longitudinale appoggi fissi: $TL_i = TL/n_F$

Dove:

Spalla Fissa			Spalla Mobile		
n_F	n_M	n_{tot}	n_{UL}	n_M	n_{tot}
8	10	18	8	10	18

- n_F : numero appoggi fissi;
- n_M : numero appoggi multidirezionali;
- n_{UL} : numero appoggi Unidirezionali (Longitudinali);
- n_{tot} : numero appoggi Totali;

Si è inoltre tenuto conto dell'incremento/decremento di sforzo normale sugli appoggi dato dal momento trasversale dell'impalcato in relazione all'eccentricità trasversale del singolo appoggio valutata rispetto all'asse dell'impalcato:

$$i [m] = 0.577 \text{ interasse appoggi}$$

$$e_{ym} [m] = 4.9 \text{ eccentricità trasversale appoggio mobile più esterno rispetto a G impalcato}$$

$$e_{yf} [m] = 2.02 \text{ eccentricità trasversale appoggio fisso/unidirezionale più esterno rispetto a G impalcato}$$

VI06 da km 15+105,40 a km 15+910,4: Relazione di calcolo Spalla S1

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
L102	02D78	CL	VI0604001	B	53 di 56

Di seguito si riportano gli scarichi, per ciascuna tipologia di appoggi, con riferimento agli appoggi più esterni, i quali in virtù di quanto descritto in precedenza in merito al contributo di Mt, risultano essere maggiormente sollecitati:

VI06 - Impalcato a travi incorporate 20.00 m						
FISSI		UNIDIR.			MULTI	GIUNTI
V. (kN)	H. (kN)	V. (kN)	H. (kN)	SCORRIMENTO	V. (kN)	ESCURSIONE
900	1290	900	620	dlong .±125	900	elong .±110

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

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

122.2

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 6.2. 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]
20000	22.5	4.500	9	0.118	1.00	1.5	0.55	3.3	97.7	195.5	0.45	94	195.5

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 $q=1$: $d_{Ed} = (FH^3/3EI) \cdot \mu_d$

VI06 da km 15+105,40 a km 15+910.4: Relazione di calcolo Spalla S1

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
LI02	02D78	CL	VI0604001	B	55 di 56

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

$$\text{Per valori di } a_g(\text{SLV}) < 0.25g : E_L \geq \max(0.10m; 2.3 \cdot L/1000 + 0.073) = E_{L\text{min Non sismica}} \quad 130.5 \text{ mm}$$

$$\text{Per valori di } a_g(\text{SLV}) \geq 0.25g : E_L \geq \max(0.15m; 3.3 \cdot L/1000 + 0.1) = E_{L\text{min sismica}} \quad 182.5 \text{ mm}$$

ove: L= Lunghezza del ponte (m)

Nel caso in esame: Classe zona: Non Sismica

In definitiva:

$$E_L = 195.5 \text{ mm}$$

Pertanto:

ESCURSIONE DEI GIUNTI (δ_{Giu})

$$\delta_{GIU} = \pm E_L/2 + 10\text{mm} = \pm 107.7 \text{ mm}$$

AMPIEZZA DEI VARCHI (V)

$$V \geq E_L/2 + V_0 = 117.7 \text{ mm}$$

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



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

VI06 da km 15+105,40 a km 15+910.4: Relazione di calcolo Spalla S1

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
LI02	02D78	CL	VI0604001	B	56 di 56

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.