

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

VI04 da km 8+487,00 a km 8+902.00

Relazione di calcolo pile di transizione

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 4 0 5 0 0 2 A

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

File: LI0202D78CLVI0405002A.doc

n. Elab.:

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

INDICE

1	PREMESSA	5
2	DESCRIZIONE DELL'OPERA	6
2.1	Descrizione delle pile in esame	8
3	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	9
3.1	Categoria di sottosuolo	9
3.2	Capacità portante dei pali e Stratigrafia di progetto	9
4	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	10
4.1	Documenti Referenziati	10
4.2	Unità di misura	10
5	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	11
5.1	Classi di esposizione e copriferri	11
5.2	Calcestruzzo pali e plinti di fondazione $R_{ck} > 30$ Mpa (C25/30)	12
5.3	Calcestruzzo parti in elevazione pile e spalle e solettoni $R_{ck} > 40$ Mpa (C32/40)	12
5.4	Acciaio d'armatura B450C	12
6	ANALISI DEI CARICHI	13
6.1	IMPALCATO IN CAP DI LUCE L=25 M	13
6.1.1	Pesi propri strutturali (G1)	13
6.1.2	Carichi permanenti portati (G2)	13
6.1.3	Variazioni termiche (E3)	13
6.1.4	Azioni variabili verticali (Q1)	13
6.1.4.1	Azioni da traffico ferroviario	13
6.1.4.2	Carichi sui marciapiedi	15
6.1.4.3	Effetti dinamici	15
6.1.4.4	Contemporaneità dei treni sui binari	15
6.1.5	Azioni orizzontali da traffico (Qi)	15
6.1.5.1	Forza centrifuga (Q4)	15
6.1.5.2	Serpeggio (Q5)	18
6.1.5.3	Frenatura / Avviamento (Q3)	18
6.1.5.4	Azione del vento (Q6)	19
6.1.5.5	Azione aerodinamica dovuta al traffico ferroviario	24
6.2	IMPALCATO IN ACCIAIO-CLS DI LUCE L=40 M	25
6.2.1	schema appoggi	25
6.2.2	REAZIONI appoggi	26
6.3	Azioni Sismiche (Q7)	29
6.3.1	Vita nominale	30
6.3.2	Classe d'uso	31
6.3.3	Periodo di riferimento	32

6.3.4	Valutazione dei parametri di pericolosità sismica	32
6.3.5	Caratterizzazione sismica del terreno	32
6.3.6	Parametri sismici di calcolo e spettro elastico di risposta	34
6.3.7	Spettri di risposta di progetto	36
6.4	Resistenze Parassite dei vincoli (Q8)	37
6.5	Gruppi di Carico	38
7	COMBINAZIONI DI CARICO	38
8	CRITERI DI VERIFICA	42
8.1	Verifica agli SLU: Pressoflessione e Taglio	42
8.1.1	Verifica a pressoflessione	42
8.1.2	Verifica a taglio	42
8.2	Verifica agli SLE: Limitazione delle Tensioni e Fessurazione	43
8.2.1	Verifica di fessurazione	43
8.2.2	Verifica delle tensioni di esercizio	44
9	MODELLO DI CALCOLO	44
10	VERIFICA DELLA PILA	47
10.1	Scarichi dall'impalcato	48
10.2	Verifica fusto	53
10.2.1	Verifica agli SLU	53
10.2.2	Verifica agli SLE	54
11	VERIFICA DELLE FONDAZIONI	55
11.1	Sollecitazioni sismiche base pila	55
11.1.1	Pila P07: H =12.38 m	55
11.1.2	Pila P08: H 12.0 m	57
11.2	Sollecitazioni nei pali di fondazione	58
11.2.1	Pila P07: H =12.38 m	60
11.2.2	Pila P08: H =12.0 m	61
11.3	Verifiche di capacità portante	62
11.3.1	Capacità portante Pali Di Gruppo	62
11.4	Capacità portante laterale dei pali di fondazione	63
11.5	Valutazione dei cedimenti in fondazione	64
11.6	Verifiche strutturali	65
11.6.1	Verifica del plinto	65
11.6.2	Verifica dei pali di fondazione	66
12	APPOGGI E GIUNTI	67
12.1	Appoggi (Impalcato cap 25m)	67
12.2	Appoggi (Impalcato in acciaio-clc 40m)	67
12.3	Escursione dei giunti (Impalcato cap 25m)	68
12.4	Escursione dei giunti (Impalcato in acciaio-clc 40m)	68



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

VI04 da km 8+487,00 a km 8+902.00: Relazione di calcolo pile di transizione

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
LI02	02D78	CL	VI0405002	A	4 di 70



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

VI04 da km 8+487,00 a km 8+902.00: Relazione di calcolo pile di transizione

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
LI02	02D78	CL	VI0405002	A	5 di 70

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 VI04, previsto tra le progressive chilometriche 8+487.00 e 8+902.00.

Il viadotto, avente lunghezza complessiva pari a circa 415m è a doppio binario di cui la campata N°8 di luce pari a 40m è a struttura mista acciaio-cls e le restanti campate (numero 15) sono in semplice appoggio da 25 m costituite da quattro travi a cassoncino in c.a.p. preteso. La piattaforma ha una larghezza totale di 13.70 m ed ospita due binari posti ad interasse di 4.0 m.

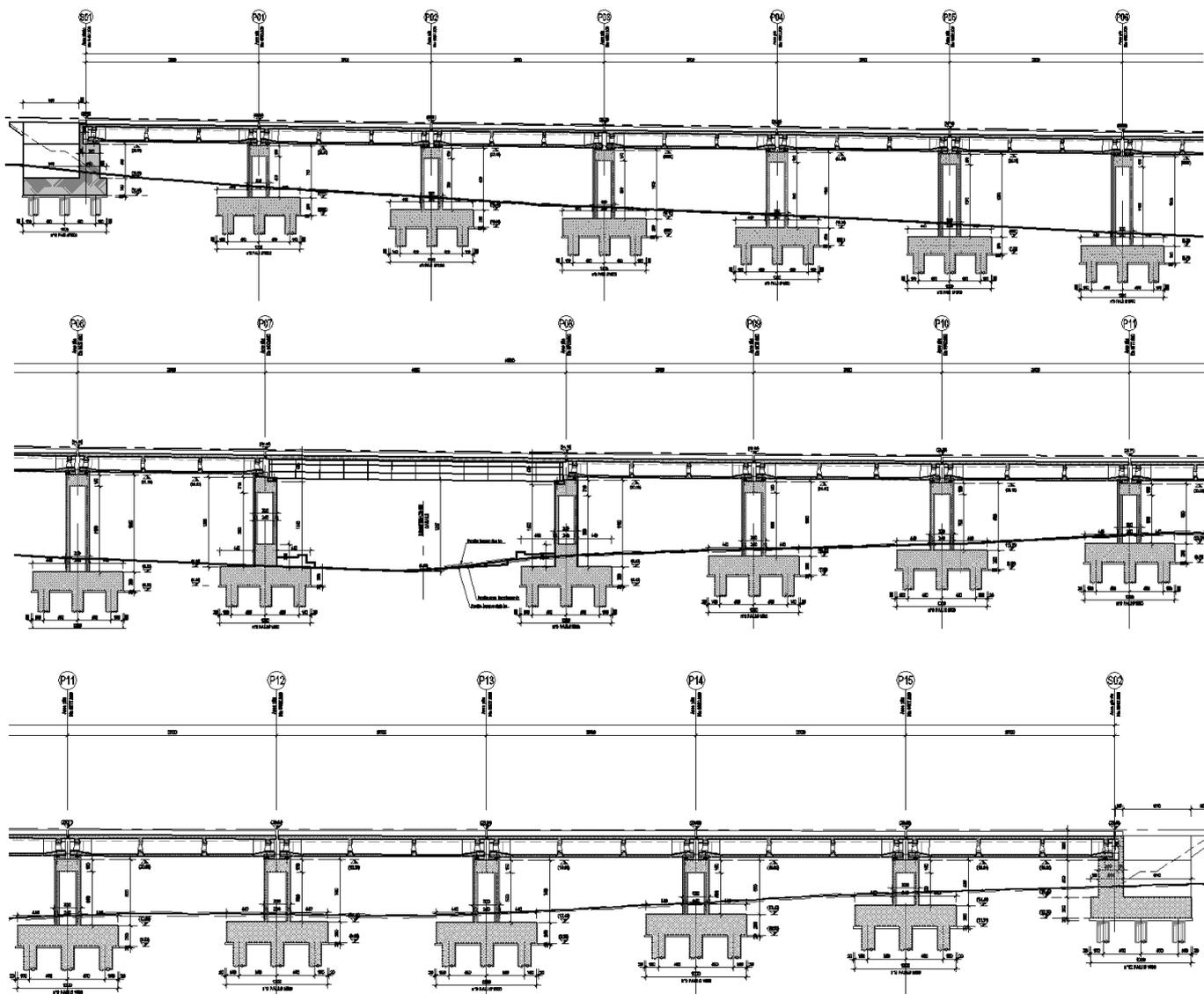
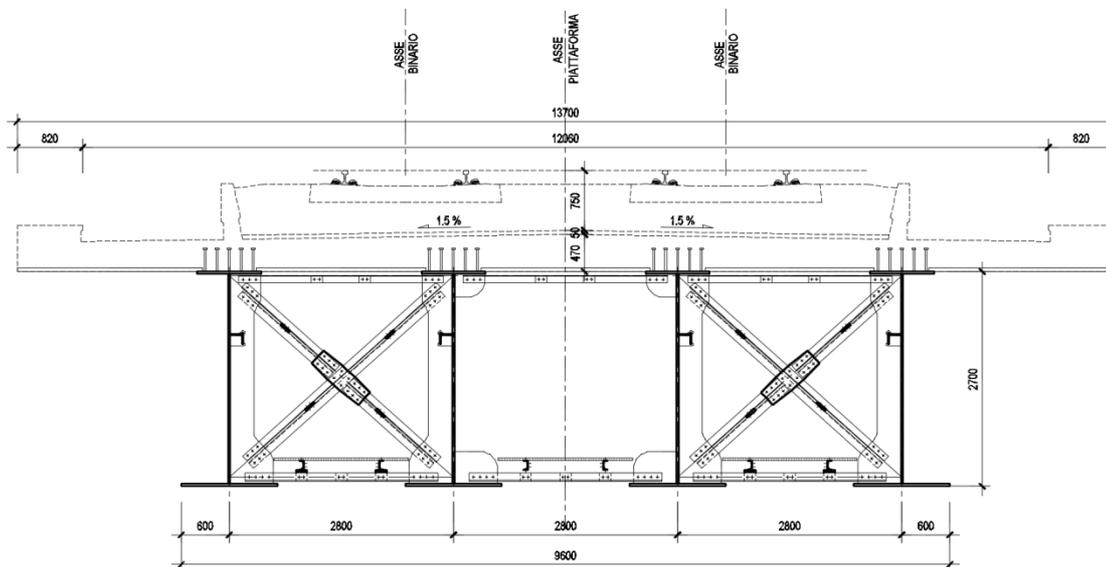


Figura 1 – Profilo longitudinale VI04

Gli impalcati a cassone in acciaio-cls da 40.0m sono costituiti da quattro travi in acciaio ad interasse di 2.80 m e altezza pari a 2.70 m in appoggio ed interasse pari a 2.80 m circa. Al di sopra delle travi viene realizzata una soletta in calcestruzzo gettata in opera avente spessore variabile da un minimo di 0.30 m ad un massimo di 0.47 in asse impalcato.


Figura 2 - Sezione trasversale impalcato in acciaio

Nel presente documento si analizzano alcune delle sottostrutture del viadotto in esame. Di seguito quindi si riporta un quadro riassuntivo delle analisi svolte per il viadotto in esame che vanno a coprire tutti i possibili scenari di progetto.

WBS	PILE	Casi di calcolo	H _{calcolo}	IMPALCATI							SISMA		FONDAZIONE				
				R _{min}	Lato sx	L	App.	Lato dx	L	App.	Zona Sismica	Cat. Di Sottosuolo	D _{pali}	n _{pali}	Stratig.	Liquefaz.	Scalzam.
				[m]													
VI04	P01 ÷ P03	1	10	5000	C.a.p.	25	Fisso	C.a.p.	25	Mobile	S2	C	1.5	9	1	NO	-
	P03 ÷ P06	2	13	5000	C.a.p.	25	Fisso	C.a.p.	25	Mobile	0	0	1.5	9	0	NO	-
	P07	Transiz.-1	13/12.38	5000	C.a.p.	25	Fisso	Acciaio-cls	40	Mobile	0	0	1.5	9	0	NO	-
	P08	Transiz.-2	12/12.6	5000	Acciaio-cls	40	Fisso	C.a.p.	25	Mobile	0	0	1.5	9	0	NO	-
	P09	1	10	5000	C.a.p.	25	Fisso	C.a.p.	25	Mobile	0	0	1.5	9	0	NO	-
	P10÷ P13	3	9	5000	C.a.p.	25	Fisso	C.a.p.	25	Mobile	S2	C	1.5	9	2	NO	-
	P14÷ P15	4	6.5	5000	C.a.p.	25	Fisso	C.a.p.	25	Mobile	S2	C	1.5	9	2	NO	-

Tabella 1 – Sintesi delle pile del viadotto VI04

Oggetto del presente documento sono quindi le analisi e le verifiche delle pile P07 e P08 di transizione tra gli impalcato in acciaio-cls da 40 m e quelli in c.a.p di luce 25m. Da un punto di vista strutturale verranno riportate, per dovere di sintesi, esclusivamente le verifiche relative alla pila “lato fisso” dell’impalcato in esame con altezza massima (P08, H=12.6 m), mentre da un punto di vista geotecnico, ai fini di ottimizzare le lunghezze dei pali in funzione dell’altezza della pila e delle condizioni del terreno, è stata analizzata anche la pila P07

2.1 DESCRIZIONE DELLE PILE IN ESAME

Le pile in esame sono caratterizzate da una sezione pseudorettangolare cava biconnessa con larghezza pari a 3.50 m in direzione longitudinale e 10.40 m in direzione trasversale; i setti esterni e il setto centrale hanno spessore pari a 0.50 m. Le fondazioni sono del tipo indiretto, con plinti su pali $\phi 1500$ di dimensione 12.00 x 12.00 e spessore pari a 2.5 m. Gli interassi dei pali sono pari a 4.50 m sia in direzione longitudinale che in direzione trasversale.

Per maggiori dettagli si rimanda agli elaborati grafici di progetto.

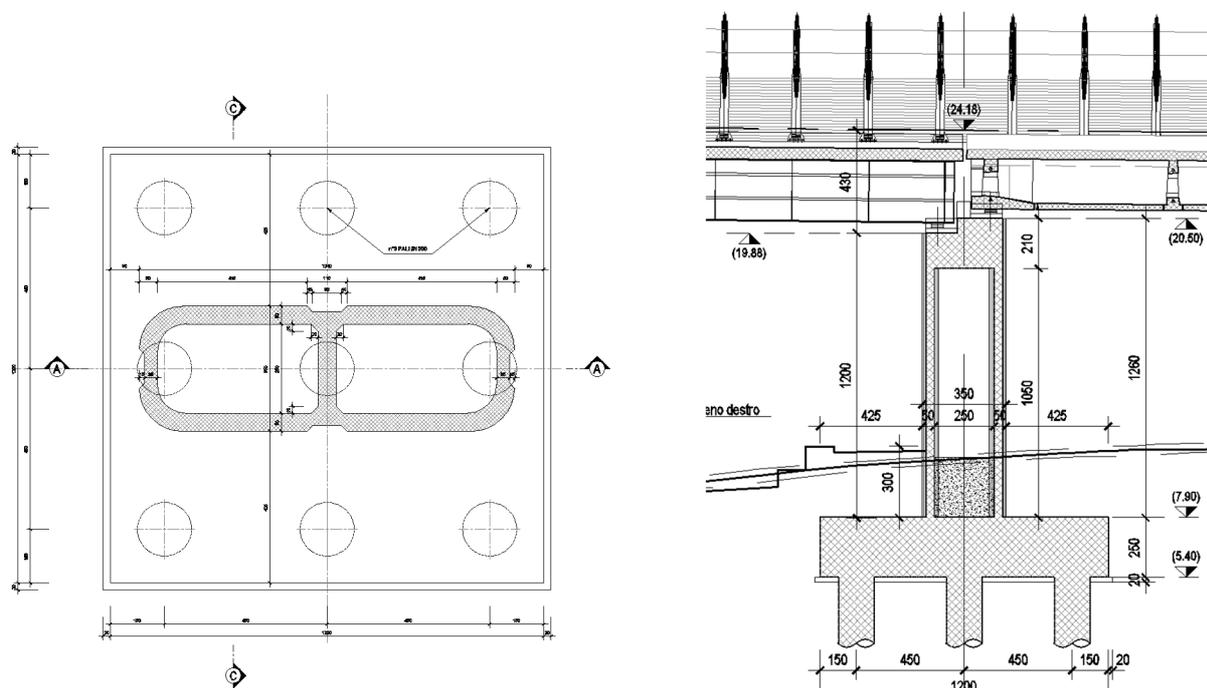


Figura 3 – Vista in pianta e sezione longitudinale

3 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

3.1 CATEGORIA DI SOTTOSUOLO

Dalle indagini sismiche (M21, M22) 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

Nella seguente tabella si riportano la stratigrafia ed i parametri geotecnici principali per il calcolo della capacità portante dei pali dell'opera in esame.

Stratigrafia 1 da spalla 1 fino al km 8+740

Tabella 2 – Stratigrafia e parametri di calcolo

Unità geotecnica	Profondità [m]	γ [kN/m ³]	ϕ' [°]	cu [kPa]	qb,lim [kPa]
ba3	Da 0.0 a 8.0	19.5	-	75	-
SSR	Da 8.0 a 49.0	19.5	37	-	5800
ASP	Da 49.0 a 50.0	19.5	-	200	-

Stratigrafia 2 dal km 8+740 alla spalla 2

Tabella 3 – Stratigrafia e parametri di calcolo

Unità geotecnica	Profondità [m]	γ [kN/m ³]	ϕ' [°]	cu [kPa]	qb,lim [kPa]
bn3	Da 0.0 a 10.0	19.5	-	160	-
bn2	Da 10.0 a 12.0	19.5	34	-	4300
bn3	Da 12.0 a 22.0	19.5	-	160	-
SSR	Da 22.0 a 55.0	19.5	37	-	5800
ASP	Da 55.0 a 60.0	19.5	-	200	-

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 ($=\xi_3 \cdot \gamma_s = 1.90$).
- F_{SB} = fattore di sicurezza per la portata di base ($=\xi_3 \cdot \gamma_b = 2.20$).

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

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

Inoltre si è considerato:

- testa palo a 2.5 m di profondità da p.c.;
- falda a p.c. (cautelativamente per la presenza del canale).

Per ulteriori dettagli si rimanda alla relazione geotecnica.

4 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

4.1 DOCUMENTI REFERENZIATI

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

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

4.2 UNITÀ DI MISURA

Le unità di misura usate nella relazione:

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

5 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

5.1 CLASSI DI ESPOSIZIONE E COPRIFERRI

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

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

La determinazione delle classi di resistenza dei conglomerati dei conglomerati, di cui ai successivi paragrafi, sono state inoltre determinate tenendo conto delle classi minime stabilite dalla stessa norma.

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

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

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

L'apertura convenzionale delle fessure dovrà risultare:

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

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

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

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

Resistenze di progetto allo SLU

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

Resistenze di progetto allo SLE

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

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

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

Resistenze di progetto allo SLU

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

Resistenze di progetto allo SLE

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

5.4 ACCIAIO D'ARMATURA B450C

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

Resistenza di progetto allo SLU

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

Resistenza di progetto allo SLE

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

6 ANALISI DEI CARICHI

Si riporta di seguito l'analisi dei carichi che caratterizzano le campate connesse alla pila in esame. In particolare per le campate in CAP da 25m le azioni derivanti da tale analisi sono state applicate su un modello di calcolo ad elementi finiti realizzato con il software *Midas Civil 2018* 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 pila. Si rimanda alla relazione tecnica relativa all'impalcato per maggiori dettagli. Mentre per gli impalcati in acciaio con soletta in cls si riportano di seguito gli scarichi sugli apparecchi d'appoggio rimandando alla relazione di calcolo dell'impalcato per l'analisi dei carichi in dettaglio.

6.1 IMPALCATO IN CAP DI LUCE L=25 M

6.1.1 *Pesi propri strutturali (G1)*

Il peso della soletta in calcestruzzo, delle travi in c.a.p. e dei traversi è calcolato in automatico dal programma di calcolo, assegnando ai singoli elementi l'effettiva sezione trasversale ed un peso per unità di volume del calcestruzzo pari a 25 kN/m³.

6.1.2 *Carichi permanenti portati (G2)*

Di seguito si riporta una sintesi dei carichi permanenti portati dall'impalcato.

Elemento	L	s	γ	G
Ballast + armamento + impermeabilizzazione	8.2	0.8	20	131.2 kN/m
Muretti paraballast + canalette porta cavi + impianti	0.72	25	-	18 kN/m
Velette in cls (n°2)	2	0.26	25	13 kN/m
Barriere antirumore (n°2)	2	4	4	32 kN/m

Pertanto il valore complessivo al metro lineare dei carichi G2 è pari a 194.2 kN/m

6.1.3 *Variazioni termiche (E3)*

Ai fini della valutazione delle escursioni dei giunti e degli appoggi mobili si considera una variazione termica uniforme pari a ± 15 °C, incrementata del 50%, ovvero una variazione termica uniforme pari a ± 22.5 °C.

6.1.4 *Azioni variabili verticali (Q1)*

6.1.4.1 *Azioni da traffico ferroviario*

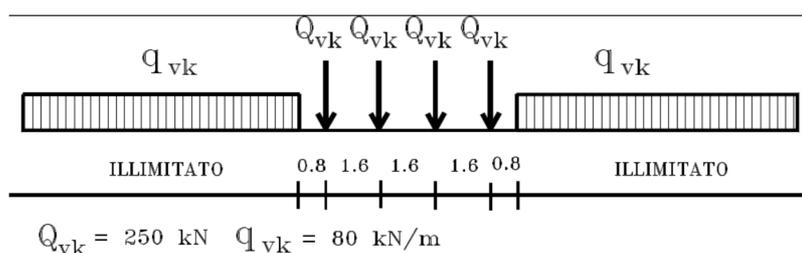
Sono stati considerati i modelli di carico di normativa (LM71; SW2/; SW/0). I valori caratteristici di tali carichi sono stati poi moltiplicati per i relativi coefficienti di adattamento "α", desunti dalla seguente tabella (RFI DTC SICS MA IFS 001 B - Tabella 2.5.1.4.1-1)

MODELLO CARICO	DI	COEFFICIENTE "α"
LM71		1.1
SW/0		1.1
SW/2		1.0

Modello di carico LM71

Questo treno di carico schematizza gli effetti statici prodotti dal traffico ferroviario pesante e, come mostrato nella figura seguente, risulta costituito da:

- quattro assi da 250 kN disposti ad interasse di 1,60 m;
- carico distribuito di 80 kN/m in entrambe le direzioni, a partire da 0,8 m dagli assi d'estremità e per una lunghezza illimitata.



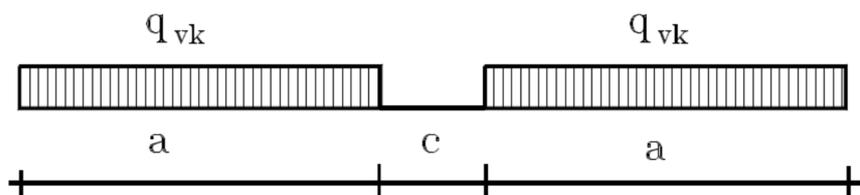
Per questo modello di carico è prevista un'eccentricità del carico rispetto all'asse del binario, dipendente dallo scartamento s . Tale eccentricità risulta pari a:

$$\pm s/18 = 0.08 \text{ m}$$

con scartamento $s = 1.435 \text{ m}$.

Treno di carico SW

Tale carico schematizza gli effetti statici prodotti dal traffico ferroviario pesante. L'articolazione del carico è mostrata nella figura seguente e, per tale modello di carico sono considerate due distinte configurazioni, denominate SW/0 e SW/2.



Tipo di Carico	q_{vk} [kN/m]	a [m]	c [m]
SW/0	133	15,0	5,3
SW/2	150	25,0	7,0

Poiché il treno di carico SW/0 è da utilizzarsi “solo per le travi continue qualora più sfavorevole dell’LM71” nel seguito si fa riferimento al solo tipo SW/2.

Treno scarico (Q2)

E’ rappresentato da un carico uniformemente distribuito pari a 10.0 kN/m.

Ripartizione dei carichi

A vantaggio di sicurezza, si trascurano le ripartizioni dei carichi in direzione longitudinale e trasversale.

6.1.4.2 Carichi sui marciapiedi

Si utilizza un carico pari a 10 kN/m², sui due marciapiedi di larghezza pari a 1.30 m, con relative eccentricità rispetto all’asse impalcato. In accordo al punto 5.2.2.3.2, il carico non deve considerarsi contemporaneo al transito dei convogli ferroviari e viene quindi utilizzato per le verifiche locali della soletta di impalcato.

6.1.4.3 Effetti dinamici

Trattandosi di ponte con velocità di percorrenza non superiore a 200 Km/h con frequenza propria della struttura ricadente all’interno del prospetto indicato in figura 5.2.7 del D.M. 14/01/2008, si utilizzano i valori dei coefficienti dinamici definiti al paragrafo 5.2.2.3.3 D.M. 14/01/2008 per linee con ridotto standard manutentivo. Nel caso in esame il coefficiente è unitario poiché si sta studiando il comportamento di una pila con snellezza $\lambda \leq 30$.

6.1.4.4 Contemporaneità dei treni sui binari

La contemporaneità dei treni sui due binari, con riferimento sia al traffico normale che a quello pesante, è stata considerata secondo lo schema in tabella.

Numero di binari	Binari Carichi	Traffico Normale	Traffico Pesante
2	Primo	1.0 x LM71	1.0 x SW2
	Secondo	1.0 x LM71	1.0 x LM71

6.1.5 Azioni orizzontali da traffico (Qi)

6.1.5.1 Forza centrifuga (Q4)

Nei ponti ferroviari al di sopra dei quali il binario presenta un tracciato in curva deve essere considerata la forza centrifuga agente su tutta l’estensione del tratto in curva. La forza centrifuga si considera agente verso l’esterno della curva, in direzione orizzontale ed applicata alla quota di 1.80 m al di sopra del P.F..

Le forze centrifughe sono valutate in accordo al par. 2.5.1.4.3.1 del “Manuale di progettazione delle opere civili parte II - sezione 2- ponti e strutture: RFI DTC SI PS MA IFS 001 B”.

Il valore caratteristico della forza centrifuga si determinerà in accordo con la seguente espressione:

$$q_{tk} = \frac{V^2}{127 \cdot r} (f \cdot q_{vk})$$

dove:

- q_{tk} è il valore caratteristico della forza centrifuga, espresso in kN/m;
- q_{vk} è il valore caratteristico dei carichi verticali ferroviari, espresso in kN/m;
- V è la velocità di progetto, espressa in km/h;
- f è un fattore di riduzione;
- r è il raggio di curvatura, espresso in m.

$$f = \left[1 - \frac{V - 120}{1000} \left(\frac{814}{V} + 1,75 \right) \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{2,88}{L_f}} \right) \right] \quad (5.2.10)$$

f è un fattore di riduzione dato in funzione della velocità V e della lunghezza L_f di binario carico.

In particolare per i modelli di carico previsti, in funzione della velocità massima della linea, vanno considerati i casi di calcolo riportati in tabella 2.5.1.4.3.1-1:

Nel caso in esame essendo $V=200$ km/h vanno considerati i seguenti casi di calcolo:

Valore di α	Massima velocità della linea [Km/h]	Azione centrifuga basata su:				traffico verticale associato
		V	α	f		
SW/2	≥ 100	100	1	1	$1 \times 1 \times SW/2$	$\Phi \times 1 \times SW/2$
	< 100	V	1	1	$1 \times 1 \times SW/2$	
LM71 e SW/0	> 120	V	1	f	$1 \times f \times (LM71''+''SW/0)$	$\Phi \times 1 \times 1 \times (LM71''+''SW/0)$
		120	α	1	$\alpha \times 1 \times (LM71''+''SW/0)$	$\Phi \times \alpha \times 1 \times (LM71''+''SW/0)$
	≤ 120	V	α	1	$\alpha \times 1 \times (LM71''+''SW/0)$	

Tab. 2.5.1.4.3.1-1 - Parametri per determinazione della forza centrifuga

In particolare per il treno LM71 andrà considerata la condizione più sfavorevole tra le due indicate in tabella.

In definitiva si ha quindi:

➤ **IMPALCATO CAP 25**

$V = 200.0$ Km/h Velocità di progetto

$L_f = 25$ m lunghezza totale di binario da considerare caricata

$r = 5000$ m Raggio di curvatura

TRENO LM71

$q_{vk} = 135.10$ kN/m Carico Equivalente Tagliante LM71x1.1

Caso 1: $V \geq 120$ km/h

$V = 200.0$ Km/h Velocità di calcolo

$v = 55.6$ m/s

$\alpha = 1.0$ -

$f = 0.5$ -

$q_{vk,1} = 4.14$ kN/m Valore caratteristico forza centrifuga

Caso 2: $V = 120$ km/h

$V = 120.0$ Km/h Velocità di calcolo

$v = 33.3$ m/s

$\alpha = 1.1$ -

$f = 1.0$ -

$q_{vk,2} = 3.06$ kN/m Valore caratteristico forza centrifuga

In definitiva:

$q_{vk,LM 71} = \max(q_{vk,1}; q_{vk,2}) = 4.14$ kN/m

TRENO SW/2

$q_{vk} = 153.00$ kN/m Carico Equivalente Tagliante LM71x1.0

hp: $V \geq 100$ km/h

$V = 100.0$ Km/h Velocità di calcolo

$v = 27.8$ m/s

$\alpha = 1.0$ -

$f = 1.0$ -

$q_{vk,sw/2} = 2.41$ kN/m Valore caratteristico forza centrifuga

➤ **IMPALCATO ACCIAIO CLS 40m**

V =	200.0	Km/h	Velocità di progetto
L _f =	40	m	lunghezza totale di binario da considerare caricata
r =	5000	m	Raggio di curvatura

TRENO LM71

q _{vk} =	119.10	kN/m	Carico Equivalente Tagliante LM71x1.1
-------------------	--------	------	---------------------------------------

Caso 1: V ≥ 120 km/h

V =	200.0	Km/h	Velocità di calcolo
v =	55.6	m/s	
α =	1.0	-	
f =	0.5	-	
q _{vk,1} =	3.64	kN/m	Valore caratteristico forza centrifuga

Caso 2: V = 120 km/h

V =	120.0	Km/h	Velocità di calcolo
v =	33.3	m/s	
α =	1.1	-	
f =	1.0	-	
q _{vk,2} =	2.70	kN/m	Valore caratteristico forza centrifuga

In definitiva:

$$q_{vk,LM71} = \max(q_{vk,1}; q_{vk,2}) = \mathbf{3.64 \quad kN/m}$$

TRENO SW/2

q _{vk} =	137.60	kN/m	Carico Equivalente Tagliante LM71x1.0
-------------------	--------	------	---------------------------------------

hp: V ≥ 100 km/h

V =	100.0	Km/h	Velocità di calcolo
v =	27.8	m/s	
α =	1.0	-	
f =	1.0	-	
q _{vk,sw/2} =	2.16	kN/m	Valore caratteristico forza centrifuga

6.1.5.2 Serpeggio (Q5)

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

6.1.5.3 Frenatura / Avviamento (Q3)

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

Avviamento:

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

Frenatura:

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

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

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

6.1.5.4 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 (TR) =	27.633	m/s	Circolare 617-2009 (par 3.3.2)
q_b =	456	N/m^2	Pressione cinetica di riferimento
q_b =	0.456	kN/m^2	Pressione cinetica di riferimento

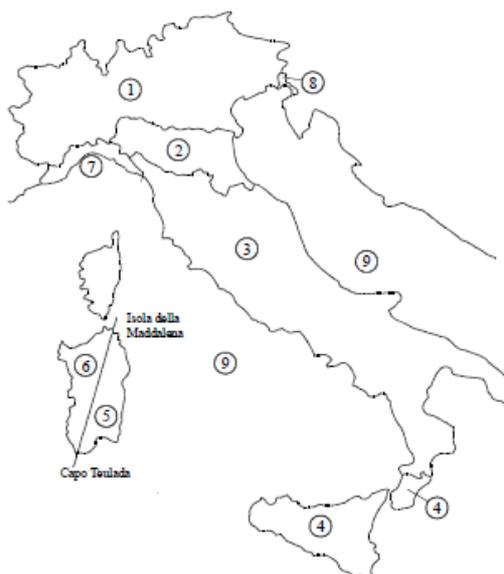


Figura 3.3.1 – Mappa delle zone in cui è suddiviso il territorio italiano

Tabella 3.3.1 - Valori dei parametri $v_{b,0}$, a_0 , k_a

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_a [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 4 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 5 Definizione della categoria di esposizione

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

* Categoria II in zona 1,2,3,4
Categoria III in zona 5

** Categoria III in zona 2,3,4,5
Categoria IV in zona 1

Riassumendo:

Calcolo Coefficiente di Esposizione CAP 25m

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 implacato (cautelativamente si assume 10m)
$s =$	2.61	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)
$z =$	17.8	m Altezza suolo del punto considerato
$c_e =$	2.73	- Coefficiente di esposizione

Calcolo Coefficiente di Esposizione ACC.-CLS 40m

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 implacato (cautelativamente si assume 10m)
$s =$	3.21	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)
$z =$	18.4	m Altezza suolo del punto considerato
$c_e =$	2.75	- Coefficiente di esposizione

Coefficiente dinamico:

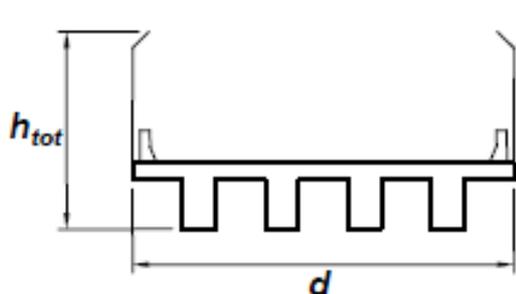
Il coefficiente dinamico è posto pari a $c_d = 1$, in accordo alle indicazioni di cui al DM 14.01.08.

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.

V104 da km 8+487,00 a km 8+902,00: Relazione di calcolo pile di transizione

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
L102	02D78	CL	V10405002	A	23 di 70



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

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

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

Nel caso in esame si ha:

Calcolo Coefficiente aerodinamico (CNR-DT 207/2008 par. G.11) – IMPALCATO CAP 25m

$q_p = q_b \cdot c_e(z) \cdot c_d =$	1.24	kN/m ²	Pressione pareti sopravento
$h_{tot} =$	7.8	m	Altezza impalcato più sagoma
$d =$	13.70	m	Larghezza impalcato
$d/h_{tot} =$	1.8	-	
$C_{fx} =$	0.953	-	Coeff. aerodinamico in direz. Trasversale all'impalcato
$C_{fy} =$	0.876	-	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

$q_{px} = q_p \cdot c_{fx} =$	1.19	kN/m ²	Pressione in direz. Trasversale all'impalcato
$q_{py} = q_p \cdot c_{fy} =$	1.09	kN/m ²	Pressione in direz. Perpendicolare all'impalcato
$m_x = q_p \cdot c_{mz} =$	0.25	kNm/m ²	Pressione in direzione dell'asse dell'impalcato

FORZE DISTRIBUITE

$f_x = q_p \cdot d \cdot c_{fx} =$	16.25	kN/m	Forza distribuita in direz. Trasversale all'impalcato
$f_y = q_p \cdot d \cdot c_{fy} =$	14.92	kN/m	Forza distribuita in direz. Perpendicolare all'impalcato
$m_x = q_p \cdot d^2 \cdot c_{mz} =$	46.70	kNm/m	Momento distribuito in direzione dell'asse dell'impalcato

Calcolo Coefficiente aerodinamico (CNR-DT 207/2008 par. G.11) – IMPALCATO ACC.-CLS 40m

$q_p = q_b \cdot c_e(z) \cdot c_d =$	1.25	kN/m ²	Pressione pareti sopravento
$h_{tot} =$	8.4	m	Altezza impalcato più sagoma
$d =$	13.70	m	Larghezza impalcato
$d/h_{tot} =$	1.6	-	
$C_{fx} =$	1.034	-	Coeff. aerodinamico in direz. Trasversale all'impalcato
$C_{fy} =$	0.863	-	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

$q_{px} = q_p \cdot c_{fx} =$	1.30	kN/m ²	Pressione in direz. Trasversale all'impalcato
$q_{py} = q_p \cdot c_{fy} =$	1.08	kN/m ²	Pressione in direz. Perpendicolare all'impalcato
$m_x = q_p \cdot c_{mz} =$	0.25	kNm/m ²	Pressione in direzione dell'asse dell'impalcato

FORZE DISTRIBUITE

$f_x = q_p \cdot d \cdot c_{fx} =$	17.77	kN/m	Forza distribuita in direz. Trasversale all'impalcato
$f_y = q_p \cdot d \cdot c_{fy} =$	14.83	kN/m	Forza distribuita in direz. Perpendicolare all'impalcato
$m_x = q_p \cdot d^2 \cdot c_{mz} =$	47.09	kNm/m	Momento distribuito in direzione dell'asse dell'impalcato

6.1.5.5 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.

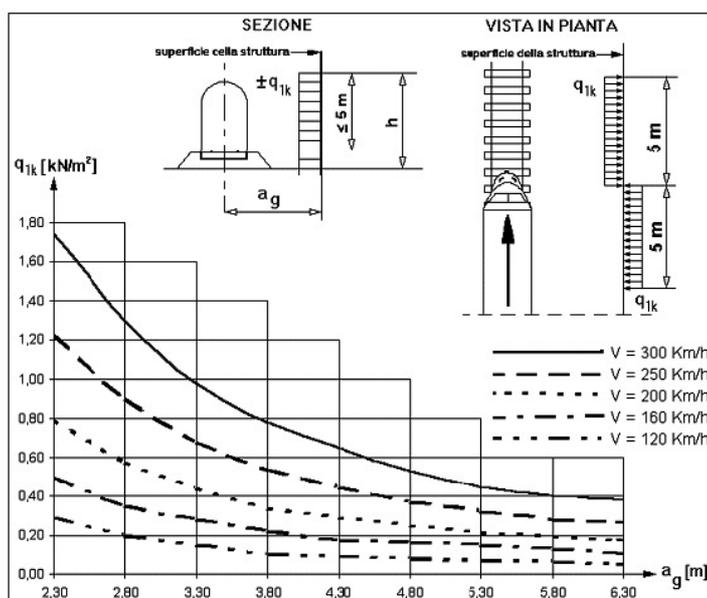


Figura 5.2.8 - Valori caratteristici delle azioni q_{1k} per superfici verticali parallele al binario

Figura 4 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 $1,5 \text{ kN/m}^2$ sia nelle verifiche agli SLE (comb. Caratteristica) che nelle verifiche agli SLU. Nel caso in esame ($160 < V < 200 \text{ km/h}$):

$$- \text{ACC.-CLS 40m: } P_{\text{tot,RFI}} = q_{\text{px}} + q_{1,k} = 1.60 \text{ kN/mq}$$

$$- \text{CAP 25m: } P_{\text{tot,RFI}} = q_{\text{px}} + q_{1,k} = 1.49 \text{ kN/mq}$$

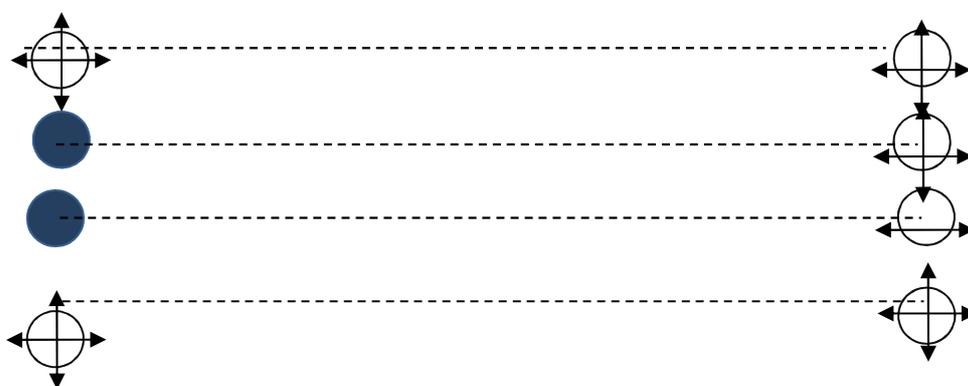
Essendo $P_{\text{tot,RFI}} < 1.5 \text{ kN/mq}$ si assume nei calcoli: $q_{1,k} = 1.5 - q_{\text{px}} = 0.31 \text{ kN/m}^2$

6.2 IMPALCATO IN ACCIAIO-CLS DI LUCE L=40 M

per gli impalcato in acciaio con soletta in cls si riportano di seguito gli scarichi sugli apparecchi d'appoggio rimandando alla relazione di calcolo dell'impalcato per l'analisi dei carichi in dettaglio.

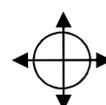
6.2.1 schema appoggi

Lo schema dei vincoli della travata metallica è il seguente:



 Apparecchio di appoggio di tipo fisso

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

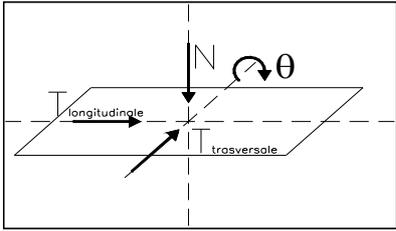
 Apparecchio di appoggio di tipo multidirezionale (**MULTI**)

6.2.2 REAZIONI appoggi

Si riportano di seguito le reazioni agli appoggi in base allo schema della 44E:

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

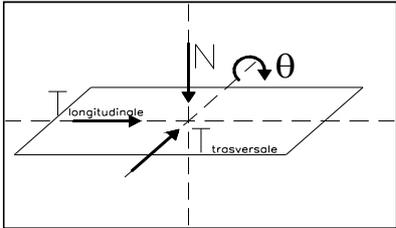
- VINCOLO FISSO**

			Reazioni degli apparecchi di appoggio					
			max N	min N	max Tl	min Tl	max Tt	min Tt
Azioni (valori caratteristici)			(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
1.1	permanenti G, P	peso proprio	794	794	-	-	-	-
1.2		permanenti	846	846	-	-	-	-
1.3		precompressione	-	-	-	-	-	-
1.4		ritiro e viscosità	-	-	-	-	-	-
2.1	variabili Q	treni di carico	1713	-35	-	-	-	-
2.2		veicoli speciali	-	-	-	-	-	-
2.3		forza centrifuga	33	-33	-	-	597	-597
2.4		avviamento e frenatura	377	-377	832	-999	-	-
2.5		serpeggio	9	-9	0	0	100	-100
2.6		folia	-	-	-	-	-	-
2.7		vento sulla struttura	8	-8	0	0	342	-342
2.8		vento sulla struttura e sui treni di carico	19	-19	0	0	532	-532
2.9		temperatura	246	-246	0	0	0	0
2.1								
2.11								
2.12		cedimenti delle sottostrutture	-	-	-	-	-	-
2.13		resistenze parassite nei vincoli	-	-	-	-	-	-
5.1	combinazioni di esercizio	Nmax	5681	-	1207	-	1489	-
5.2		Nmin	-	1434	1449	-	1489	-
5.3		Tl max		-	1449	-	1489	-
5.4		Ttmax		-		-	1489	-

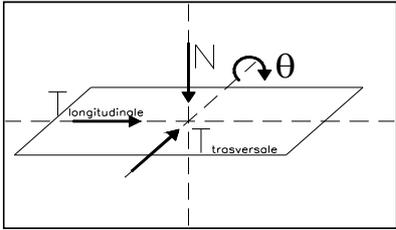
VI04 da km 8+487,00 a km 8+902,00: Relazione di calcolo pile di transizione

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
LI02	02D78	CL	VI0405002	A	27 di 70

• VINCOLO UNIDIREZIONALE

			Reazioni degli apparecchi di appoggio					
			max N	min N	max Tl	min Tl	max Tt	min Tt
			(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
Azioni (valori caratteristici)								
1.1	permanenti G, P	peso proprio	794	794	-	-	-	-
1.2		permanenti	846	846	-	-	-	-
1.3		precompressione	-	-	-	-	-	-
1.4		ritiro e viscosità	-	-	-	-	-	-
2.1	variabili Q	treni di carico	1713	-35	-	-	-	-
2.2		veicoli speciali	-	-	-	-	-	-
2.3		forza centrifuga	33	-33	-	-	597	-597
2.4		avviamento e frenatura	41	-41	0	0	-	-
2.5		serpeggio	5	-5	0	0	100	-100
2.6		folia	-	-	-	-	-	-
2.7		vento sulla struttura	8	-8	0	0	342	-342
2.8		vento sulla struttura e sui treni di carico	19	-19	0	0	532	-257
2.9		temperatura	246	-246	0	0	0	0
2.1								
2.11								
2.12		cedimenti delle sottostrutture	-	-	-	-	-	-
2.13		resistenze parassite nei vincoli	-	-	-	-	-	-
5.1	combinazioni di esercizio	Nmax	5189	-	0	-	1489	-
5.2		Nmin	-	1926	0	-	1489	-
5.3		Tl max		-	0	-	1489	-
5.4		Ttmax		-		-	1489	-

• **VINCOLO MULTIDIREZIONALE**

			Reazioni degli apparecchi di appoggio					
			max N	min N	max Tl	min Tl	max Tt	min Tt
			(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
Azioni (valori caratteristici)								
1.1	permanenti G, P	peso proprio	918	918	-	-	-	-
1.2		permanenti	908	908	-	-	-	-
1.3		precompressione	-	-	-	-	-	-
1.4		ritiro e viscosità	-	-	-	-	-	-
2.1	variabili Q	treni di carico	1277	-6	-	-	-	-
2.2		veicoli speciali	-	-	-	-	-	-
2.3		forza centrifuga	-13	13	-	-	0	0
2.4		avviamento e frenatura	69	-69	0	0	-	-
2.5		serpeggio	66	-66	0	0	0	0
2.6		folia	-	-	-	-	-	-
2.7		vento sulla struttura	-158	158	0	0	0	0
2.8		vento sulla struttura e sui treni di carico	287	-287	0	0	0	0
2.9		temperatura	246	-246	0	0	0	0
2.1								
2.11								
2.12		cedimenti delle sottostrutture	-	-	-	-	-	-
2.13		resistenze parassite nei vincoli	-	-	-	-	-	-
5.1	combinazioni di esercizio	Nmax	5267	-	0	-	0	-
5.2		Nmin	-	1778	0	-	0	-
5.3		Tl max		-	0	-	0	-
5.4		Ttmax		-		-	0	-

6.3 AZIONI SISMICHE (Q7)

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

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

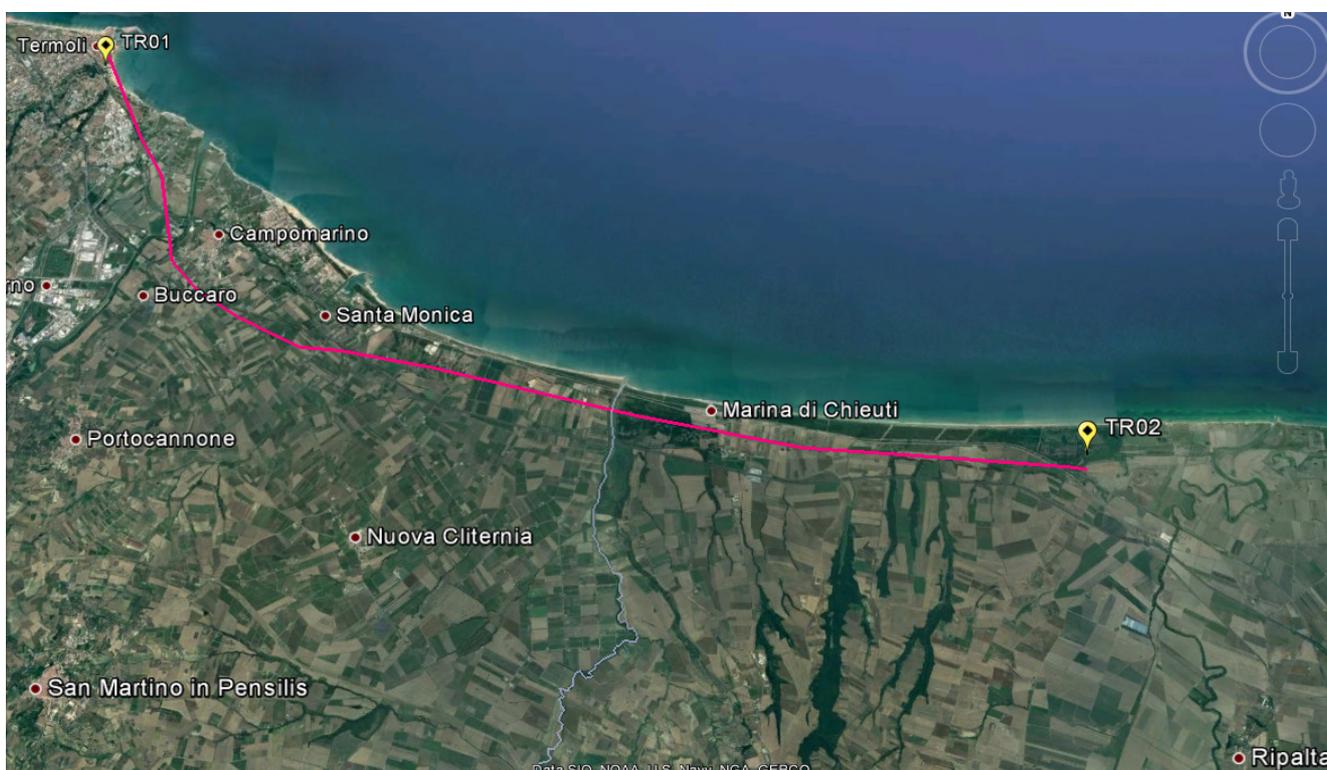


Figura 5 – Configurazione planimetrica tracciato

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

Tabella 6: 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

	LINEA PESCARA - BARI RADDOPPIO TRATTA FERROVIARIA TERMOLI - LESINA LOTTI 2 e 3 – RADDOPPIO TERMOLI - RIPALTA					
	VI04 da km 8+487,00 a km 8+902,00: Relazione di calcolo pile di transizione	COMMESSA LI02	LOTTO 02D78	CODIFICA CL	DOCUMENTO VI0405002	REV. A

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

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

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

- a_g accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_c^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

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

6.3.1 Vita nominale

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

Tabella 7 Vita Nominale in funzione del tipo di costruzione

TIPO DI COSTRUZIONE ⁽¹⁾	Vita Nominale [V_N] ⁽¹⁾
OPERE NUOVE SU INFRASTRUTTURE FERROVIARIE ESISTENTI OPERE NUOVE SU INFRASTRUTTURE FERROVIARIE PROGETTATE CON LE NORME VIGENTI PRIMA DEL DM 14/01/2008 A VELOCITA' CONVENZIONALE ($V < 250$ Km/h)	50
ALTRE OPERE NUOVE A 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 $V_N = 75$.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA PESCARA - BARI RADDOPPIO TRATTA FERROVIARIA TERMOLI - LESINA LOTTI 2 e 3 – RADDOPPIO TERMOLI - RIPALTA					
	VI04 da km 8+487,00 a km 8+902,00: Relazione di calcolo pile di transizione	COMMESSA LI02	LOTTO 02D78	CODIFICA CL	DOCUMENTO VI0405002	REV. A

6.3.2 Classe d'uso

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

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

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

Tabella 8 Classe d'uso Coeff. d'uso in funzione del tipo di costruzione per l'infrastruttura ferroviaria

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

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

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA PESCARA - BARI RADDOPPIO TRATTA FERROVIARIA TERMOLI - LESINA LOTTI 2 e 3 – RADDOPPIO TERMOLI - RIPALTA					
	VI04 da km 8+487,00 a km 8+902.00: Relazione di calcolo pile di transizione	COMMESSA LI02	LOTTO 02D78	CODIFICA CL	DOCUMENTO VI0405002	REV. A

6.3.3 Periodo di riferimento

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

6.3.4 Valutazione dei parametri di pericolosità sismica

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

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

da cui si ottiene la seguente Tabella:

Tabella 9 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
SLE	SLO - Stato Limite di Operatività	81%	68
	SLD - Stato Limite di Danno	63%	113
SLU	SLV - Stato Limite di salvaguardia della Vita	10%	1068
	SLC - Stato Limite di prevenzione del Collasso	5%	2193

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

Le strutture di progetto avranno quindi i seguenti parametri sismici:

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

6.3.5 Caratterizzazione sismica del terreno

Categorie di Sottosuolo

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

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

Amplificazione Stratigrafica e Topografica

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

Tabella 10 Tabella delle espressioni per S_S e C_C

Tabella 3.2.V – Espressioni di S_S e di C_C

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

Tabella 11 Valori massimi del coeff. di amplificazione topografica S_T

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

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

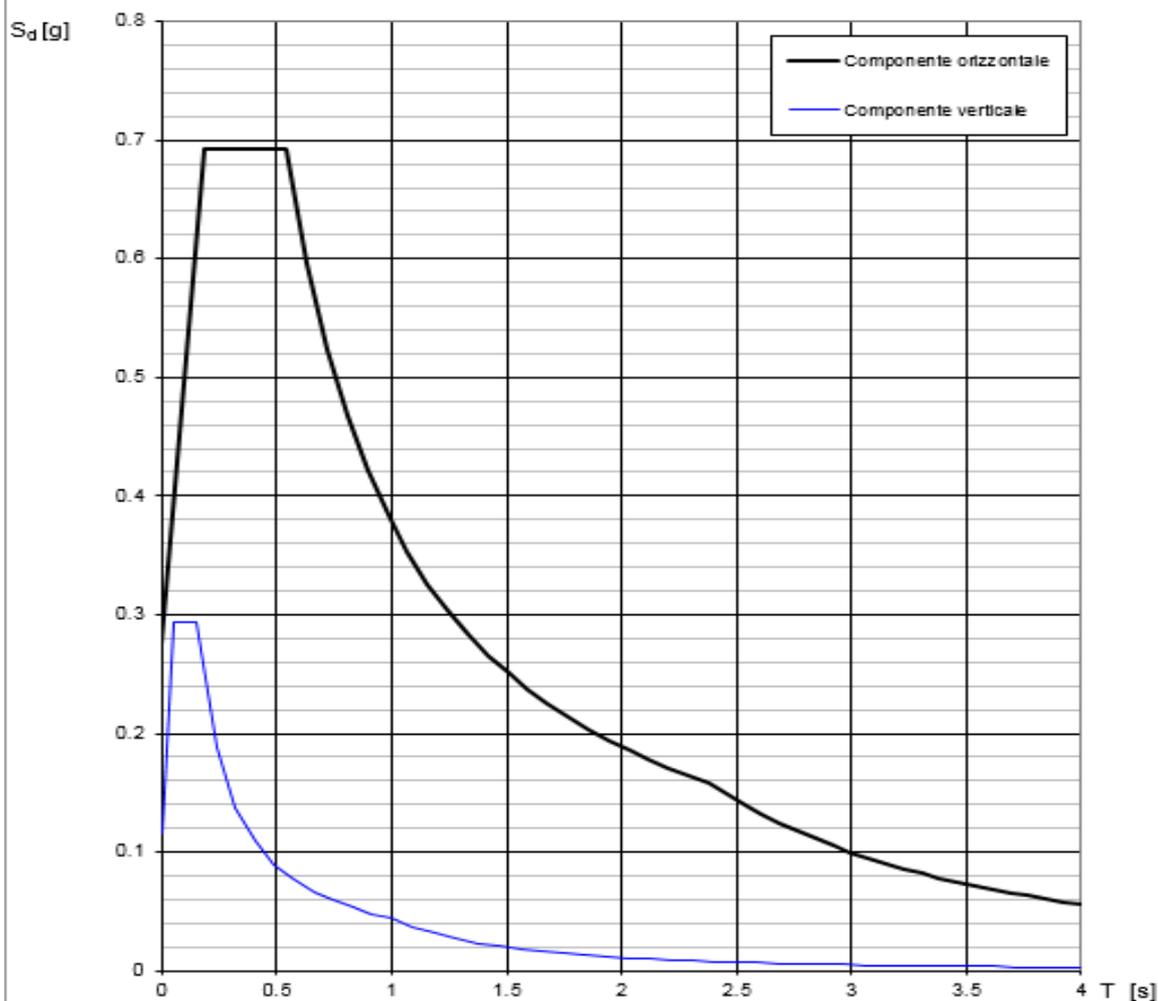
6.3.6 Parametri sismici di calcolo e spettro elastico di risposta

L'opera in questione rientra nella zona sismica denominata S2 di cui nel seguito si riportano i parametri sismici di calcolo e lo spettro elastico di risposta:

Tabella 12: Parametri sismici di calcolo

ZONA SISMICA	S2
LATITUDINE	41.94
LONGITUDINE	15.07
COMUNE	CAMPOMARINO-SANTAMONICA
PROVINCIA	CAMPOBASSO
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]	0.195
F_0	2.532
T_c^* [s]	0.375
S_s	1.404
C_c	1.451
S_T	1.000
PARAMETRI DIPENDENTI	
S	1.404
T_B	0.181
T_C	0.544
T_D	2.380

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



La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

Figura 6 - 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					
	VI04 da km 8+487,00 a km 8+902.00: Relazione di calcolo pile di transizione	COMMESSA L102	LOTTO 02D78	CODIFICA CL	DOCUMENTO VI0405002	REV. A

6.3.7 Spettri di risposta di progetto

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

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

$$q = q_0 \cdot K_R$$

dove:

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

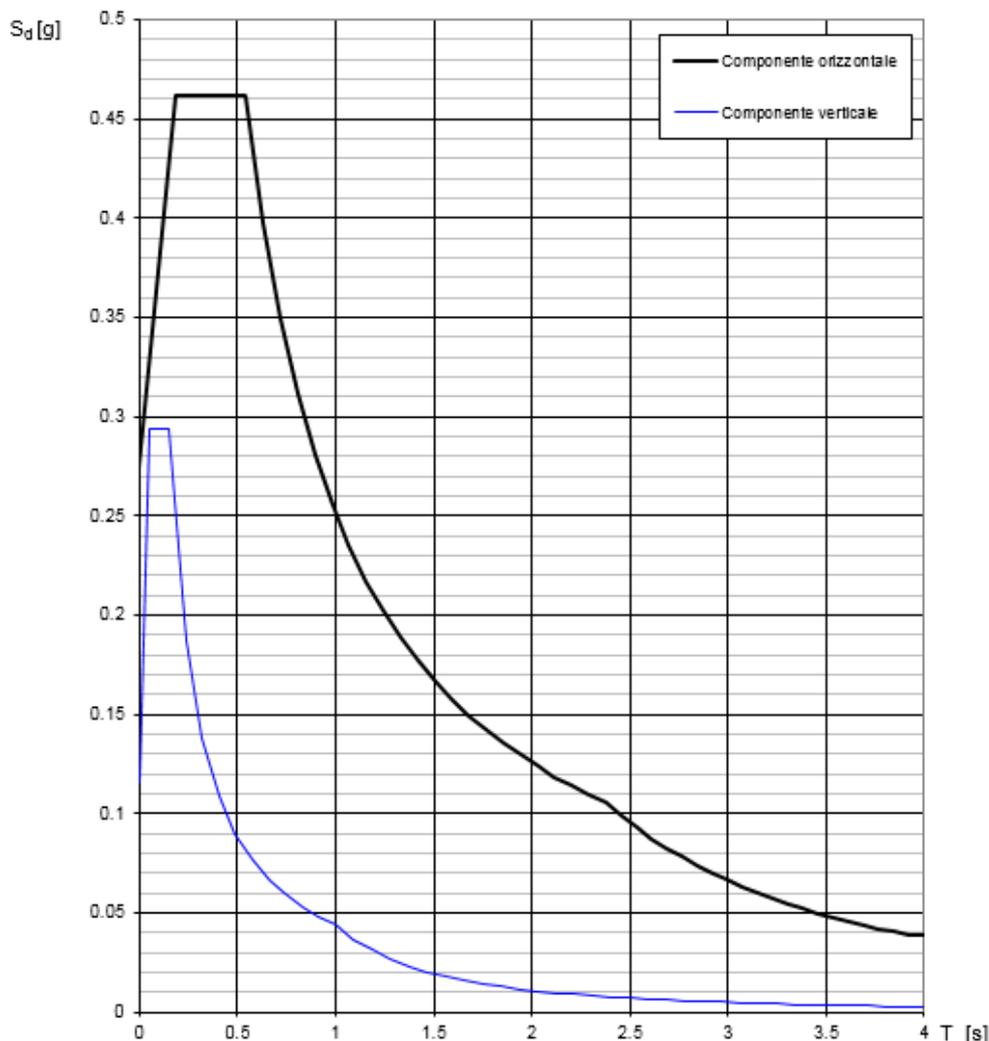
Nel caso di pile da ponte in c.a. in **classe di duttilità "B" (CD "B")**, in accordo con il D.M. 14/01/2008 p.to 7.9.2.1 (Tabella 7.9.I), il valore di q_0 è pari ad 1.5 mentre il valore di K_R è pari ad 1, per cui, in definitiva, per le componenti orizzontali dell'azione sismica si adotta:

$$q = 1.5$$

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

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

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



La verifica dell' idoneità del programma, l' utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell' utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall' utilizzo dello stesso.

Figura 7 - Spettri di risposta di progetto (componente orizzontale e verticale)

6.4 RESISTENZE PARASSITE DEI VINCOLI (Q8)

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

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

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

dove f = coefficiente di attrito = 3%.

6.5 GRUPPI DI CARICO

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

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

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

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

7 COMBINAZIONI DI CARICO

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

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

		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

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 13 – 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} .



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

VI04 da km 8+487,00 a km 8+902.00: Relazione di calcolo pile di transizione

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
LI02	02D78	CL	VI0405002	A	41 di 70

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 14 – 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.

	LINEA PESCARA - BARI RADDOPPIO TRATTA FERROVIARIA TERMOLI - LESINA LOTTI 2 e 3 – RADDOPPIO TERMOLI - RIPALTA					
	VI04 da km 8+487,00 a km 8+902,00: Relazione di calcolo pile di transizione	COMMESSA LI02	LOTTO 02D78	CODIFICA CL	DOCUMENTO VI0405002	REV. A

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 di verifica della pila sono state determinate a partire dai valori delle risultanti delle azioni trasmesse dagli impalcati alla quota degli apparecchi di appoggio.

Le sollecitazioni a base pila sono quindi state ricavate adottando uno schema a mensola. Le azioni derivanti dall'impalcato sono state applicate in corrispondenza dell'estremo superiore della mensola per le singole condizioni di carico e successivamente combinate in funzione delle combinazioni prescritte dalla normativa attraverso un apposito foglio di calcolo.

Lo schema statico adottato permette di analizzare la pila da un punto di vista sismico schematizzandola come un oscillatore semplice con incastro alla base (estradosso plinto). In particolare, nel caso in esame, viene condotta un'analisi statica lineare. La massa con cui viene valutata la forza statica equivalente all'azione sismica è pari alla massa dell'impalcato afferente più metà della massa superiore della pila (massa efficace).

Per ponti a travate semplicemente appoggiate questo tipo di analisi è applicabile per entrambe le direzioni, longitudinale e trasversale quando la massa efficace di ciascuna pila non risulta superiore ad 1/5 della massa dell'impalcato da essa portata, in accordo con quanto prescritto dal D.M. 14/01/2008 p.to 7.9.4.1. Nel caso in esame, per tutte le pile con impalcato in c.a.p. da 25 m e di altezza inferiore ai 10.50 m tale condizione risulta verificata. Per pile di altezza maggiore si è proceduto comunque conducendo un'analisi statica lineare, coerentemente con le nuove NTC 2018 che permettono di applicare l'analisi statica lineare quando la massa efficace delle pile, considerata come la massa del pulvino più 1/3 della massa fusto pila, è minore di 1/5 della massa impalcato.

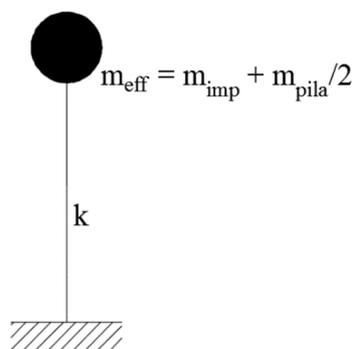


Figura 8 - Modello ad oscillatore semplice

Il periodo fondamentale T_1 in corrispondenza del quale valutare la risposta spettrale in accelerazione $S_d(T_1)$ è dato in entrambi i casi dall'espressione:

$$T_1 = 2\pi\sqrt{m/k}$$

dove m è la massa efficace di impalcato e pila e k è la rigidezza laterale della pila.

Per tener conto dell'influenza della fessurazione sulla rigidezza, in accordo con il p.to 7.2.6 del D.M. 14/01/2008, si è considerato un abbattimento del modulo elastico pari al 50%, rispetto al valore iniziale Ecm con conseguente abbattimento delle rigidezze flessionali delle pile nelle due direzioni e corrispondente aumento dei periodi di vibrazione. Questa condizione rappresenta lo scenario più gravoso per le strutture in esame: in condizioni iniziali non fessurate, le pile sono caratterizzate da rigidezze molto alte, dunque periodi di vibrazione molto bassi (spesso $T_1 < T_B$ o al più $T_B < T_1 \ll T_C$) ai quali corrispondono ordinate spettrali uguali o prossime a quelle di massima amplificazione (plateau dello spettro di risposta). In definitiva, in questo ramo dello spettro, un aumento del periodo di vibrazione comporta, in ogni caso, un aumento dell'accelerazione sismica considerata.

La valutazione degli effetti dell'azione sismica viene effettuata considerando lo spettro di progetto ridotto definito al paragrafo 6.3, ossia riducendo lo spettro elastico mediante un fattore di struttura pari ad 1.5 in modo da tener conto in maniera semplificata della capacità dissipativa anelastica della struttura.

Per questioni legate al criterio di gerarchia delle resistenze gli spettri elastici ($q=1$) verranno utilizzati solo ai fini della scelta delle azioni da utilizzare per il dimensionamento delle opere di fondazione (criterio di gerarchia delle resistenze).

Nel paragrafo dedicato alla verifica delle pile sono riportate tutte le valutazioni effettuate per studiare il comportamento in condizioni sismiche della pila dell'impalcato, sia in ipotesi di sezione fessurata che non fessurata, con riferimento allo spettro elastico ($q=1$) e allo spettro di progetto ($q=1.5$). In accordo con il D.M. 14/01/2008 p.to 3.2.4, per la valutazione delle masse sismiche nel caso di ponti, oltre alla massa efficace dell'impalcato e della pila, è stato considerata anche un'aliquota pari al 20% del carico dovuto al transito dei mezzi.

Nelle seguenti tabelle sono riportate tutte le valutazioni effettuate per studiare il comportamento della pila più sollecitata (P08) (sia in ipotesi di sezione fessurata che non fessurata) in condizioni sismiche con riferimento allo spettro elastico ($q=1$) e allo spettro di progetto ($q=1.5$). In accordo con il D.M. 14/01/2008 p.to 3.2.4, per la valutazione delle masse sismiche nel caso di ponti, oltre alla massa efficace dell'impalcato e della pila, è stato considerata anche un'aliquota pari al 20% del carico dovuto al transito dei mezzi.

Eccentricità trasversali appoggi ACCIAIO-CLS

eT1	4.2 m	Appoggio 1
eT2	1.4 m	Appoggio 2
eT3	-1.4 m	Appoggio 3
eT4	-4.2 m	Appoggio 4

Eccentricità trasversali appoggi CAP

eT1	3.615 m	Appoggio 1
eT2	1.205 m	Appoggio 2
eT3	-1.205 m	Appoggio 3
eT4	-3.615 m	Appoggio 4

Eccentricità longitudinale appoggi

eLF	-1.05 m	Appoggi lato fisso
eLM	1.20 m	Appoggi lato mobile

Caratteristiche geometriche pila

BL	3.2 m	Larghezza sezione pila in direzione longitudinale
BT	10.5 m	Larghezza sezione pila in direzione trasversale
tw	0.4 m	Spessore parete esterna pila
tw2	0.5 m	Spessore parete interna pila
H	11.6 m	Altezza pila
h _{pulv}	1.5 m	Altezza sezione piena pila

Caratteristiche geometriche plinto di fondazione

B	12.0	m	Larghezza plinto di fondazione
L	12.0	m	Lunghezza plinto di fondazione
H	2.5	m	Altezza plinto di fondazione
V	360	m ³	Volume area cls plinto di fondazione
W_{plinto}	9000	kN	Peso proprio plinto di fondazione
γ_{terr}	18	kN/m ³	Peso per unità di volume del terreno di ricoprimento
S_{terr}	1.5	m	Spessore del terreno di ricoprimento
W_{terr}	3203	kN	Peso terreno di ricoprimento

Caratteristiche inerziali e rigidezze

I_y	9.95E+13	mm ⁴	Inerzia mensola direzione trasversale
I_z	1.57E+13	mm ⁴	Inerzia mensola longitudinale
E	33346	MPa	Modulo di elasticità
K_t	6376921	N/mm	Rigidezza flessionale direzione trasversale
KL	1006208	N/mm	Rigidezza flessionale direzione longitudinale
KT,fess	3188461	N/mm	Rigidezza flessionale in condizioni fessurate direzione trasversale
KL,fess	503104	N/mm	Rigidezza flessionale in condizioni fessurate direzione longitudinale

Calcolo delle masse sismiche pila

A	33.6	m ²	Area sezione in pianta pulvino
W_{pulv}	1260	kN	Massa pulvino
A	10.53	m ²	Area sezione trasversale fusto
W_{fusto}	2659	kN	Massa fusto pila
W_{imp,long}	16860	kN	massa impalcato longitudinale
W_{imp,trasv}	15035	kN	massa impalcato trasversale
W_{long}	19449	kN	massa complessiva testa pila (oscillatore semplice) - direzione long.
W_{trasv}	17624	kN	massa complessiva testa pila (oscillatore semplice) - direzione trasv.
W_{inf}	10329	kN	massa complessiva parte inferiore (mezza pila + plinto)

Parametri spettrali

ag	0.195	g	PGA
S	1.404		Coefficiente stratigrafico
ag(T=0)	0.274		Accelerazione spettrale al suolo (ag*S)

Calcolo periodo di vibrazione in direzione longitudinale

Ipotesi sezione non fessurata (E = E_m)			
TL	0.279	s	Periodo di vibrazione
Spettro di progetto (q = 1.5)			
ag(T)	0.462	g	Accelerazione spettrale in direzione longitudinale (q=1.5)
FL	8982	kN	Taglio longitudinale base pila
ML	104192	kNm	Flessione nel piano parallelo all'asse longitudinale dell'impalcato
Spettro elastico (q = 1)			
ag(T)	0.693	g	Accelerazione spettrale in direzione longitudinale (q=1)
FL	13473	kN	Taglio longitudinale
ML	156289	kNm	Flessione nel piano parallelo all'asse longitudinale dell'impalcato
Ipotesi sezione fessurata (E_f = 0.5E)			
TL,fess	0.394	s	
Spettro di progetto (q = 1.5)			
ag(T)	0.462		Accelerazione spettrale in direzione longitudinale (q=1.5)
FL	8982		Taglio longitudinale base pila
ML	104192		Flessione nel piano parallelo all'asse longitudinale dell'impalcato
Spettro elastico (q = 1)			
ag(T)	0.693		Accelerazione spettrale in direzione longitudinale (q=1)

Fi,sup	13473	Forza di inerzia parte superiore
Fi,inf	2827	Forza di inerzia parte inferiore
FL	16301	Taglio longitudinale intradosso plinto
ML	193506	Flessione nel piano parallelo all'asse longitudinale dell'impalcato

Calcolo periodo di vibrazione in direzione trasversale
Ipotesi sezione non fessurata (E = Em)

Tt	0.105 sec	
Spettro di progetto (q = 1.5)		
ag(T)	0.383 g	Accelerazione spettrale in direzione trasversale (q=1.5)
FT	5759 kN	Taglio trasversale
MT	66801 kNm	Flessione nel piano ortogonale all'asse longitudinale dell'impalcato
Spettro elastico (q = 1)		
ag(T)	0.517 g	Accelerazione spettrale in direzione longitudinale (q=1)
FL	10060 kN	Taglio longitudinale
ML	116696 kNm	Flessione nel piano parallelo all'asse longitudinale dell'impalcato

Ipotesi sezione fessurata (Ef = 0.5E)

TT,fess	0.149	
Spettro di progetto (q = 1.5)		
ag(T)	0.428	Accelerazione spettrale in direzione trasversale (q=1.5)
FT	6440	Taglio trasversale
MT	74703	Flessione nel piano ortogonale all'asse longitudinale dell'impalcato
Spettro elastico (q = 1)		
ag(T)	0.618	Accelerazione spettrale in direzione trasversale (q=1)
Fi,sup	12022	Forza di inerzia parte superiore
Fi,inf	2827	Forza di inerzia parte inferiore
FL	14850	Taglio longitudinale intradosso plinto
ML	173051	Flessione nel piano parallelo all'asse trasversale dell'impalcato

10 VERIFICA DELLA PILA

Le pila in esame riceve le azioni provenienti da una campata con impalcato con travi in acciaio e soletta in calcestruzzo da 40 me da una campata con travi in c.a.p. da 25 mche rispettivamente presentanosulla pila una connessione tipo “appoggio fisso” e l'altra presenta una connessione tipo “appoggio mobile”.

La pila presenta un fusto a sezione cava di dimensione 10.40 x 3.20 m. La pila è fondata su un plinto a 9 pali $\Phi 1500$, di spessore 2,50 m e dimensioni 12.0 m x 12.0 m. I pali sono disposti con interasse longitudinale e trasversale pari a 3Φ , ossia pari a 4.5 m. Nella seguente sezione si riportano gli scarichi derivanti dall'impalcato ed applicati a quota testa pila e le diverse verifiche previste dalla Normativa di riferimento allo SLU e allo SLE per la sezione di base della pila, ricavate attraverso un apposito foglio di calcolo considerando uno schema statico a mensola.

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);

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA PESCARA - BARI RADDOPPIO TRATTA FERROVIARIA TERMOLI - LESINA LOTTI 2 e 3 – RADDOPPIO TERMOLI - RIPALTA					
	VI04 da km 8+487,00 a km 8+902.00: Relazione di calcolo pile di transizione	COMMESSA LI02	LOTTO 02D78	CODIFICA CL	DOCUMENTO VI0405002	REV. A

- M_L = risultante delle azioni flettenti che provocano flessione nel piano parallelo all'asse longitudinale dell'impalcato (momento longitudinale).

10.1 SCARICHI DALL'IMPALCATO

La pila in esame riceve le azioni provenienti da una campata con impalcato con travi in acciaio e soletta in calcestruzzo da 40 me da una campata con travi in c.a.p. da 25 mche rispettivamente presentanosulla pila una connessione tipo “appoggio fisso” e l'altra presenta una connessione tipo “appoggio mobile”.



Figura 9 – Schema di appoggi travi a cassoncino in c.a.p.

Per quanto riguarda le condizioni sismiche, come detto nel paragrafo precedente, il problema è stato affrontato considerando un modello di oscillatore semplice e uno spettro di progetto ridotto di un fattore di struttura pari ad 1.5 ed ipotizzando che tutta la massa sismica mobilitata sia concentrata a quota testa pila. Per tale motivo i tagli agenti sugli appoggi fissi in combinazione sismica sono pressocchè nulli (a meno dell'aliquota dovuta all'attrito e ai carichi verticali) in quanto non derivano direttamente dall'azione sismica. I tagli con il quale sono stati dimensionati gli apparecchi di appoggio in condizioni sismiche sono stati calcolati in un secondo momento facendo riferimento alle prescrizioni normative riguardanti la gerarchia delle resistenze contenute nel D.M. 14/01/2008 p.to 7.9.5.4.

Il calcolo delle massime sollecitazioni agenti a quota spiccato plinto è stato effettuato sommando il peso proprio della pila ai contributi derivanti dagli impalcato (applicati a quota apparecchi di appoggio).

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

VI04 da km 8+487,00 a km 8+902.00: Relazione di calcolo pile di transizione

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
LI00	02D78	CL	VI0405002	A	49 di 70

LONGITUDINALI FISSI																															
1							2							3							4										
Node	Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kN*m)	MY (kN*m)	MZ (kN*m)	Node	Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kN*m)	MY (kN*m)	MZ (kN*m)	Node	Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kN*m)	MY (kN*m)	MZ (kN*m)	Node	Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kN*m)	MY (kN*m)	MZ (kN*m)
501	G1.1	0	0	918	0	0	0	502	G1.1	0	0	794	0	0	0	503	G1.1	0	0	794	0	0	0	504	G1.1	0	0	918	0	0	0
501	G2,1	0	0	908	0	0	0	502	G2,1	0	0	846	0	0	0	503	G2,1	0	0	846	0	0	0	504	G2,1	0	0	908	0	0	0
501	-	0	0	0	0	0	0	502	-	0	0	0	0	0	0	503	-	0	0	0	0	0	0	504	-	0	0	0	0	0	0
501	-	0	0	0	0	0	0	502	-	0	0	0	0	0	0	503	-	0	0	0	0	0	0	504	-	0	0	0	0	0	0
501	-	0	0	0	0	0	0	502	-	0	0	0	0	0	0	503	-	0	0	0	0	0	0	504	-	0	0	0	0	0	0
501	Q3,avv e fren	0	0	69	0	0	0	502	Q3,avv e fren	999	0	377	0	0	0	503	Q3,avv e fren	999	0	-377	0	0	0	504	Q3,avv e fren	0	0	-69	0	0	0
501	-	0	0	0	0	0	0	502	-	0	0	0	0	0	0	503	-	0	0	0	0	0	0	504	-	0	0	0	0	0	0
501	-	0	0	0	0	0	0	502	-	0	0	0	0	0	0	503	-	0	0	0	0	0	0	504	-	0	0	0	0	0	0
501	-	0	0	0	0	0	0	502	-	0	0	0	0	0	0	503	-	0	0	0	0	0	0	504	-	0	0	0	0	0	0
501	-	0	0	0	0	0	0	502	-	0	0	0	0	0	0	503	-	0	0	0	0	0	0	504	-	0	0	0	0	0	0
501	-	0	0	0	0	0	0	502	-	0	0	0	0	0	0	503	-	0	0	0	0	0	0	504	-	0	0	0	0	0	0
501	Q4	0	0	13	0	0	0	502	Q4	0	597	33	0	0	0	503	Q4	0	597	-33	0	0	0	504	Q4	0	0	-13	0	0	0
501	-	0	0	0	0	0	0	502	-	0	0	0	0	0	0	503	-	0	0	0	0	0	0	504	-	0	0	0	0	0	0
501	-	0	0	0	0	0	0	502	-	0	0	0	0	0	0	503	-	0	0	0	0	0	0	504	-	0	0	0	0	0	0
501	Q5	0	0	66	0	0	0	502	Q5	0	100	9	0	0	0	503	Q5	0	100	-9	0	0	0	504	Q5	0	0	-66	0	0	0
501	-	0	0	0	0	0	0	502	-	0	0	0	0	0	0	503	-	0	0	0	0	0	0	504	-	0	0	0	0	0	0
501	-	0	0	0	0	0	0	502	-	0	0	0	0	0	0	503	-	0	0	0	0	0	0	504	-	0	0	0	0	0	0
501	Q6	0	0	287	0	0	0	502	Q6	0	532	19	0	0	0	503	Q6	0	532	-19	0	0	0	504	Q6	0	0	-287	0	0	0
501	-	0	0	0	0	0	0	502	-	0	0	0	0	0	0	503	-	0	0	0	0	0	0	504	-	0	0	0	0	0	0
501	Treni max	0	0	1277	0	0	0	502	Treni max	0	0	1713	0	0	0	503	Treni max	0	0	1713	0	0	0	504	Treni max	0	0	1277	0	0	0
501	Treni min	0	0	1277	0	0	0	502	Treni min	0	0	1713	0	0	0	503	Treni min	0	0	-35	0	0	0	504	Treni min	0	0	-6	0	0	0
501	Fa,G	11	0	0	0	0	0	502	Fa,G	10	0	0	0	0	0	503	Fa,G	10	0	0	0	0	0	504	Fa,G	11	0	0	0	0	0
501	Fa,Q	77	0	0	0	0	0	502	Fa,Q	103	0	0	0	0	0	503	Fa,Q	50	0	0	0	0	0	504	Fa,Q	38	0	0	0	0	0

LONGITUDINALI SCORREVOLI																															
1							2							3							4										
Node	Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kN*m)	MY (kN*m)	MZ (kN*m)	Node	Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kN*m)	MY (kN*m)	MZ (kN*m)	Node	Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kN*m)	MY (kN*m)	MZ (kN*m)	Node	Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kN*m)	MY (kN*m)	MZ (kN*m)
601	G1	0	0	977	0	0	0	602	G1	0	0	633	0	0	0	603	G1	0	0	632	0	0	0	604	G1	0	0	977	0	0	0
601	G2,1	0	0	356	0	0	0	602	G2,1	0	0	464	0	0	0	603	G2,1	0	0	464	0	0	0	604	G2,1	0	0	356	0	0	0
601	G2,2	0	0	109	0	0	0	602	G2,2	0	0	-28	0	0	0	603	G2,2	0	0	-28	0	0	0	604	G2,2	0	0	109	0	0	0
601	G2,3	0	0	90	0	0	0	602	G2,3	0	0	22	0	0	0	603	G2,3	0	0	22	0	0	0	604	G2,3	0	0	90	0	0	0
601	G2,4	0	0	253	0	0	0	602	G2,4	0	1	-53	0	0	0	603	G2,4	0	0	-53	0	0	0	604	G2,4	0	0	253	0	0	0
601	Q3,a B1-SW2	0	0	42	0	0	0	602	Q3,a B1-SW2	0	0	32	0	0	0	603	Q3,a B1-SW2	0	0	5	0	0	0	604	Q3,a B1-SW2	0	0	36	0	0	0
601	Q3,a B1-LM71	0	0	46	0	0	0	602	Q3,a B1-LM71	0	0	35	0	0	0	603	Q3,a B1-LM71	0	0	6	0	0	0	604	Q3,a B1-LM71	0	0	40	0	0	0
601	Q3,a B2-LM71	0	0	1	0	0	0	602	Q3,a B2-LM71	0	0	45	0	0	0	603	Q3,a B2-LM71	0	0	74	0	0	0	604	Q3,a B2-LM71	0	0	7	0	0	0
601	Q3,f B1-SW2	0	0	45	0	0	0	602	Q3,f B1-SW2	0	0	34	0	0	0	603	Q3,f B1-SW2	0	0	6	0	0	0	604	Q3,f B1-SW2	0	0	39	0	0	0
601	Q3,f B1-LM71	0	0	28	0	0	0	602	Q3,f B1-LM71	0	0	21	0	0	0	603	Q3,f B1-LM71	0	0	4	0	0	0	604	Q3,f B1-LM71	0	0	24	0	0	0
601	Q3,f B2-LM71	0	0	1	0	0	0	602	Q3,f B2-LM71	0	0	27	0	0	0	603	Q3,f B2-LM71	0	0	45	0	0	0	604	Q3,f B2-LM71	0	0	4	0	0	0
601	Q4 B1-SW2	0	0	-14	0	0	0	602	Q4 B1-SW2	0	-29	-8	0	0	0	603	Q4 B1-SW2	0	0	19	0	0	0	604	Q4 B1-SW2	0	0	3	0	0	0
601	Q4 B1-LM71	0	0	-24	0	0	0	602	Q4 B1-LM71	0	-49	-13	0	0	0	603	Q4 B1-LM71	0	0	33	0	0	0	604	Q4 B1-LM71	0	0	4	0	0	0
601	Q4 B2-LM71	0	0	-30	0	0	0	602	Q4 B2-LM71	0	-49	-7	0	0	0	603	Q4 B2-LM71	0	0	39	0	0	0	604	Q4 B2-LM71	0	0	-1	0	0	0
601	Q5 B1-SW2	0	0	-23	0	0	0	602	Q5 B1-SW2	0	-48	-13	0	0	0	603	Q5 B1-SW2	0	0	32	0	0	0	604	Q5 B1-SW2	0	0	4	0	0	0
601	Q5 B1-LM71	0	0	-25	0	0	0	602	Q5 B1-LM71	0	-52	-14	0	0	0	603	Q5 B1-LM71	0	0	35	0	0	0	604	Q5 B1-LM71	0	0	5	0	0	0
601	Q5 B2-LM71	0	0	-32	0	0	0	602	Q5 B2-LM71	0	-52	-8	0	0	0	603	Q5 B2-LM71	0	0	41	0	0	0	604	Q5 B2-LM71	0	0	-2	0	0	0
601	Q6	0	0	-192	0	0	0	602	Q6	0	-304	79	0	0	0	603	Q6	0	0	163	0	0	0	604	Q6	0	0	136	0	0	0
601	LM71_B1(max)	0	0	54	0	0	0	602	LM71_B1(max)	0	0	171	0	0	0	603	LM71_B1(max)	0	0	1257	0	0	0	604	LM71_B1(max)	0	0	963	0	0	0
601	LM71_B2(max)	0	0	437	0	0	0	602	LM71_B2(max)	0	0	1178	0	0	0	603	LM71_B2(max)	0	0	397	0	0	0	604	LM71_B2(max)	0	0	96	0	0	0
601	SW2_B1(max)	0	0	48	0	0	0	602	SW2_B1(max)	0	0	183	0	0	0	603	SW2_B1(max)	0	0	1236	0	0	0	604	SW2_B1(max)	0	0	1161	0	0	0
601	Fa,G	11	0	0	0	0	0	602	Fa,G	6	0	0	0	0	0	603	Fa,G	6	0	0	0	0	0	604	Fa,G	11	0	0	0	0	0
601	Fa,Q	15	0	0	0	0	0	602	Fa,Q	41	0	0	0	0	0	603	Fa,Q	49	0	0	0	0	0	604	Fa,Q	38	0	0	0	0	0

Tabella 15 – Scarichi sugli appoggi per le singole condizioni di carico

Dagli scarichi ottenuti per le singole condizioni di carico si ottengono quindi le sollecitazioni a quota testa pila considerando le eccentricità in direzione trasversale e longitudinale dei singoli appoggi.

SCARICHI TOTALI TESTA PILA - LATO APPOGGI FISSI					
Combinazione	N	TL	TT	ML	MT
SLU-Gr.1(N)	-18555	1004	2979	0	4536
SLU-Gr.3(N)	-18555	2453	1968	0	5155
SLU-Gr.1(P)	-18555	1004	2979	0	4536
SLU-Gr.3(P)	-18555	2453	1968	0	5155
SLU-Gr.1-1SW/2	-14160	474	1968	0	14739
SLU-Gr.3-1SW/2	-14160	1198	1463	0	15048
SLU-Gr.1-MaxML (P)	-18555	1198	2979	0	4536
SLU-Gr.3-MaxML (P)	-18555	2647	1968	0	5155
SLU-Gr.1(N)-Gk=1.00	-15603	1019	2979	0	4536
SLU-Gr.3(N)-Gk=1.00	-15603	2467	1968	0	5155
SLU-Gr.1(P)-Gk=1.00	-15603	1019	2979	0	4536
SLU-Gr.3(P)-Gk=1.00	-15603	2467	1968	0	5155
SLU-Gr.1-1SW/2-Gk=1.00	-11208	488	1968	0	14739
SLU-Gr.3-1SW/2-Gk=1.00	-11208	1213	1463	0	15048
SLU-Gr.1-MaxML (P)-Gk=1.00	-15603	1019	2979	0	4536
SLU-Gr.3-MaxML (P)-Gk=1.00	-15603	2467	1968	0	5155
SLV-EL+0.3ET	-6932	-42	0	0	0
SLV-0.3EL+ET	-6932	-42	0	0	0
SLE-C-Gr.1(N)	-12912	690	2032	0	3077
SLE-C-Gr.3(N)	-12912	1689	1335	0	3504
SLE-C-Gr.1(P)	-12912	690	2032	0	3077
SLE-C-Gr.3(P)	-12912	1689	1335	0	3504
SLE-C-Gr.1-1SW/2	-9881	324	1335	0	10114
SLE-C-Gr.3-1SW/2	-9881	823	987	0	10327
SLE-C-Gr.1-MaxML (P)	-12912	690	2032	0	3077
SLE-C-Gr.3-MaxML (P)	-12912	1689	1335	0	3504
SLE-F-Gr.1(N)	-11716	543	1115	0	1279
SLE-F-Gr.3(N)	-11716	1343	558	0	1621
SLE-F-Gr.1(P)	-11716	543	1115	0	1279
SLE-F-Gr.3(P)	-11716	1343	558	0	1621
SLE-F-Gr.1-1SW/2	-9291	251	558	0	6908
SLE-F-Gr.3-1SW/2	-9291	650	279	0	7079
SLE-F-Gr.1-MaxML (P)	-11716	543	1115	0	1279
SLE-F-Gr.3-MaxML (P)	-11716	1343	558	0	1621
SLE-QP	-6932	0	0	0	0

SCARICHI TOTALI TESTA PILA - LATO APPOGGI MOBILI					
Combinazione	N	TL	TT	ML	MT
SLU-Gr.1(N)	-14789	-252	-567	0	-5588
SLU-Gr.3(N)	-14937	-252	-419	0	-5100
SLU-Gr.1(P)	-15086	-252	-530	0	-6500
SLU-Gr.3(P)	-15267	-252	-401	0	-6088
SLU-Gr.1-1SW/2	-11936	-149	-383	0	-9141
SLU-Gr.3-1SW/2	-12025	-149	-327	0	-8923
SLU-Gr.1-MaxML (P)	-8037	-46	-272	0	-1152
SLU-Gr.3-MaxML (P)	-8037	-46	-272	0	-1152
SLU-Gr.1(N)-Gk=1.00	-12566	-240	-567	0	-5590
SLU-Gr.3(N)-Gk=1.00	-12715	-240	-420	0	-5101
SLU-Gr.1(P)-Gk=1.00	-12863	-240	-531	0	-6502
SLU-Gr.3(P)-Gk=1.00	-13044	-240	-401	0	-6089
SLU-Gr.1-1SW/2-Gk=1.00	-9714	-137	-383	0	-9143
SLU-Gr.3-1SW/2-Gk=1.00	-9802	-137	-328	0	-8925
SLU-Gr.1-MaxML (P)-Gk=1.00	-5815	-34	-272	0	-1153
SLU-Gr.3-MaxML (P)-Gk=1.00	-5815	-34	-272	0	-1153
SLV-EL+0.3ET	-5647	-34	1	0	4
SLV-0.3EL+ET	-5647	-34	1	0	4
SLE-C-Gr.1(N)	-10415	-176	-384	0	-3827
SLE-C-Gr.3(N)	-10517	-176	-283	0	-3490
SLE-C-Gr.1(P)	-10620	-176	-359	0	-4456
SLE-C-Gr.3(P)	-10745	-176	-270	0	-4172
SLE-C-Gr.1-1SW/2	-8448	-105	-258	0	-6278
SLE-C-Gr.3-1SW/2	-8509	-105	-219	0	-6127
SLE-C-Gr.1-MaxML (P)	-5759	-34	-181	0	-767
SLE-C-Gr.3-MaxML (P)	-5759	-34	-181	0	-767
SLE-F-Gr.1(N)	-9372	-148	-162	0	-2444
SLE-F-Gr.3(N)	-9454	-148	-80	0	-2174
SLE-F-Gr.1(P)	-9536	-148	-142	0	-2947
SLE-F-Gr.3(P)	-9636	-148	-70	0	-2719
SLE-F-Gr.1-1SW/2	-7798	-91	-60	0	-4404
SLE-F-Gr.3-1SW/2	-7847	-91	-30	0	-4284
SLE-F-Gr.1-MaxML (P)	-5647	-34	1	0	4
SLE-F-Gr.3-MaxML (P)	-5647	-34	1	0	4
SLE-QP	-5647	0	1	0	4

Tabella 16 – Scarichi quota testa pila

Si riportano quindi le sollecitazioni agenti nella sezione di testa pila. I tagli agenti in condizione sismica riportati nella seguente tabella sono ricavati, come detto in precedenza, dallo schema di oscillatore semplice considerando lo spettro di risposta di progetto.

SOLLECITAZIONI TESTA PILA					
Combinazione	N	TL	TT	ML	MT
SLU-Gr.1(N)	-33344	752	2412	1737	-1052
SLU-Gr.3(N)	-33492	2201	1549	1559	55
SLU-Gr.1(P)	-33641	752	2449	1381	-1965
SLU-Gr.3(P)	-33822	2201	1567	1163	-933
SLU-Gr.1-1SW/2	-26096	325	1585	545	5597
SLU-Gr.3-1SW/2	-26185	1049	1136	439	6125
SLU-Gr.1-MaxML (P)	-26593	1152	2707	9838	3384
SLU-Gr.3-MaxML (P)	-26593	2601	1697	9838	4003
SLU-Gr.1(N)-Gk=1.00	-28169	779	2412	1303	-1054
SLU-Gr.3(N)-Gk=1.00	-28318	2227	1549	1126	54
SLU-Gr.1(P)-Gk=1.00	-28466	779	2448	947	-1966
SLU-Gr.3(P)-Gk=1.00	-28647	2227	1567	730	-934
SLU-Gr.1-1SW/2-Gk=1.00	-20922	352	1585	112	5596
SLU-Gr.3-1SW/2-Gk=1.00	-21011	1076	1135	5	6124
SLU-Gr.1-MaxML (P)-Gk=1.00	-21418	985	2707	9405	3383
SLU-Gr.3-MaxML (P)-Gk=1.00	-21418	2433	1696	9405	4002
SLV-EL+0.3ET	-12579	-8982	-1932	502	4
SLV-0.3EL+ET	-12579	-2695	-6440	502	4
SLE-C-Gr.1(N)	-23327	514	1648	1059	-750
SLE-C-Gr.3(N)	-23429	1513	1053	937	14
SLE-C-Gr.1(P)	-23532	514	1673	814	-1379
SLE-C-Gr.3(P)	-23657	1513	1065	664	-667
SLE-C-Gr.1-1SW/2	-18329	219	1078	238	3836
SLE-C-Gr.3-1SW/2	-18390	719	767	164	4200
SLE-C-Gr.1-MaxML (P)	-18671	656	1851	6647	2310
SLE-C-Gr.3-MaxML (P)	-18671	1655	1154	6647	2737
SLE-F-Gr.1(N)	-21088	396	954	1055	-1164
SLE-F-Gr.3(N)	-21170	1195	477	957	-553
SLE-F-Gr.1(P)	-21252	396	974	859	-1668
SLE-F-Gr.3(P)	-21352	1195	487	739	-1099
SLE-F-Gr.1-1SW/2	-17089	160	497	398	2504
SLE-F-Gr.3-1SW/2	-17138	560	249	339	2795
SLE-F-Gr.1-MaxML (P)	-17363	509	1116	5525	1283
SLE-F-Gr.3-MaxML (P)	-17363	1309	559	5525	1625
SLE-QP	-12579	0	1	502	4

Tabella 17 – Sollecitazioni totali quota testa pila

10.2 VERIFICA FUSTO

10.2.1 Verifica agli SLU

Nelle seguenti tabelle sono riportate le sollecitazioni a quota spiccato pila (estradosso plinto) per le combinazioni di carico allo SLU e le relative verifiche di resistenza a pressoflessione e taglio.

Il fusto è armato con un quantitativo di armatura longitudinale $\Phi 26/10$ distribuito lungo il perimetro disposte sia lungo il lato interno-interno che interno-esterno, come rappresentato nella figura seguente per un totale di 492 ferri. La verifica risulta soddisfatta e porge i seguenti risultati. I domini di resistenza M-N e i coefficienti di sicurezza a pressoflessione sono ottenuti attraverso il software commerciale *PresFle+* distribuito dalla *Concrete*.

Il valore dei tagli resistenti è stato, invece, ricavato attraverso un apposito foglio di calcolo realizzato in accordo con il D.M. 14/01/2008 p.to 4.1.2.1.3.2, e considerando la sezione trasversale armata a taglio con armatura con barre $\phi 16/10$ in direzione longitudinale (6 bracci resistenti) e trasversale (4 bracci resistenti). Tale armatura viene ridotta al di fuori della zona critica dell'elemento strutturale.

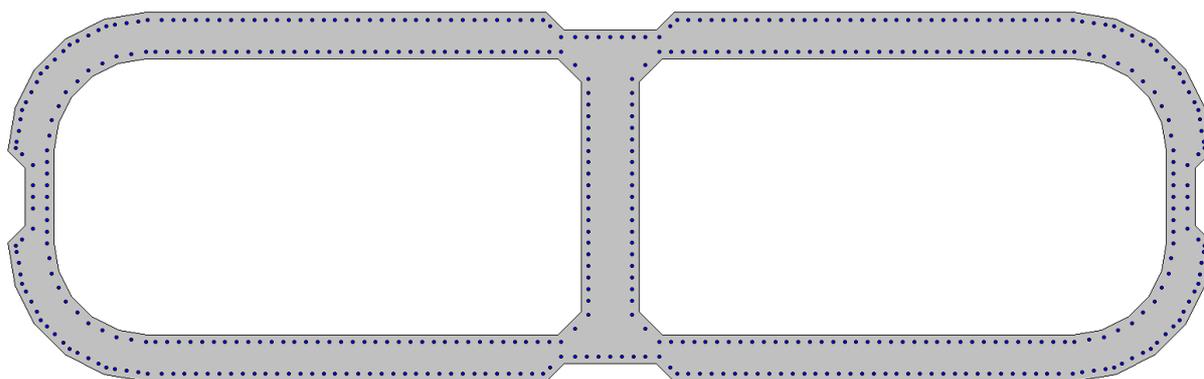


Figura 10 - Sezione trasversale base pila e relativa armatura

VERIFICHE PILA SLU										
Combinazione	N [kN]	ML [kNm]	MT [kNm]	Armature longitudinali	F.S.	VL [kN]	VT [kN]	Armature trasversali	(F.S.) _L	(F.S.) _T
SLU-Gr.1(N)	-40859	10763	27894	$\phi 26/10$	6.50	752	2412	$\phi 16/10$	13.06	16.64
SLU-Gr.3(N)	-41007	27968	18644	$\phi 26/10$	5.35	2201	1549	$\phi 16/10$	4.43	25.92
SLU-Gr.1(P)	-41156	10407	27418	$\phi 26/10$	6.50	752	2449	$\phi 16/10$	12.84	16.40
SLU-Gr.3(P)	-41337	27573	17874	$\phi 26/10$	5.35	2201	1567	$\phi 16/10$	4.34	25.62
SLU-Gr.1-1SW/2	-33611	4447	24620	$\phi 26/10$	8.14	325	1585	$\phi 16/10$	40.82	24.88
SLU-Gr.3-1SW/2	-33700	13032	19752	$\phi 26/10$	7.52	1049	1136	$\phi 16/10$	12.61	34.75
SLU-Gr.1-MaxML (P)	-34108	23668	35870	$\phi 26/10$	6.04	1152	2707	$\phi 16/10$	11.34	14.60
SLU-Gr.3-MaxML (P)	-34108	41050	24361	$\phi 26/10$	4.75	2601	1697	$\phi 16/10$	5.02	23.30
SLU-Gr.1(N)-Gk=1.00	-33736	10647	27888	$\phi 26/10$	7.54	779	2412	$\phi 16/10$	16.98	16.36
SLU-Gr.3(N)-Gk=1.00	-33884	27852	18638	$\phi 26/10$	6.02	2227	1549	$\phi 16/10$	5.91	25.50
SLU-Gr.1(P)-Gk=1.00	-34033	10291	27412	$\phi 26/10$	7.54	779	2448	$\phi 16/10$	16.82	16.14
SLU-Gr.3(P)-Gk=1.00	-34214	27456	17868	$\phi 26/10$	6.02	2227	1567	$\phi 16/10$	5.85	25.24
SLU-Gr.1-1SW/2-Gk=1.00	-26488	4331	24614	$\phi 26/10$	9.86	352	1585	$\phi 16/10$	42.48	24.15
SLU-Gr.3-1SW/2-Gk=1.00	-26577	12916	19746	$\phi 26/10$	8.93	1076	1135	$\phi 16/10$	13.88	33.73
SLU-Gr.1-MaxML (P)-Gk=1.00	-26984	21221	35864	$\phi 26/10$	7.01	985	2707	$\phi 16/10$	15.17	14.17
SLU-Gr.3-MaxML (P)-Gk=1.00	-26984	38604	24355	$\phi 26/10$	4.81	2433	1696	$\phi 16/10$	6.14	22.61
SLV-EL+0.3ET	-18146	-112031	-22792	$\phi 26/10$	1.60	-9378	-1900	$\phi 16/10$	1.59	19.40
SLV-0.3EL+ET	-18146	-33258	-75982	$\phi 26/10$	4.11	-2813	-6332	$\phi 16/10$	5.31	5.82

Tabella 18 – Verifiche agli SLU a pressoflessione e taglio (base pila)

10.2.2 Verifica agli SLE

I valori delle tensioni in esercizio nel calcestruzzo e nelle barre di armatura e i valori di apertura delle fessure sono stati ricavate attraverso il software commerciale *PresFLE+* distribuito dalla *Concrete*. In particolare, in accordo con la Circolare 617 del 02/02/2009 p.to C4.1.2.2.4.6, il software esegue il calcolo della deformazione media delle barre e della distanza media tra le fessure utilizzando la procedura del D.M. 09/01/1996.

VERIFICHE PILA SLE								
Combinazione	N	ML	MT	LIMITAZIONE DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO				FESSUR.
				$\sigma_{c,min}$	F.S.	$ \sigma_s _{max}$	F.S.	w_k
				[MPa]		[MPa]		[mm]
	[kN]	[kNm]	[kNm]					
SLE-C-Gr.1(N)	-39449	514	1648	-2.84	4.84	-40.01	8.44	0.00
SLE-C-Gr.3(N)	-39551	1513	1053	-2.90	4.74	-39.36	8.57	0.00
SLE-C-Gr.1(P)	-39654	514	1673	-2.86	4.81	-40.21	8.39	0.00
SLE-C-Gr.3(P)	-39779	1513	1065	-2.92	4.71	-39.59	8.52	0.00
SLE-C-Gr.1-1SW/2	-34451	219	1078	-2.46	5.59	-35.33	9.55	0.00
SLE-C-Gr.3-1SW/2	-34512	719	767	-2.48	5.54	-35.04	9.63	0.00
SLE-C-Gr.1-MaxML (P)	-34793	656	1851	-2.53	5.43	-34.89	9.67	0.00
SLE-C-Gr.3-MaxML (P)	-34793	1655	1154	-2.58	5.33	-34.18	9.87	0.00
SLE-F-Gr.1(N)	-37210	396	954	-2.66	5.17	-38.11	8.86	0.00
SLE-F-Gr.3(N)	-37292	1195	477	-2.70	5.09	-37.57	8.98	0.00
SLE-F-Gr.1(P)	-37374	396	974	-2.67	5.15	-38.27	8.82	0.00
SLE-F-Gr.3(P)	-37474	1195	487	-2.72	5.06	-37.76	8.94	0.00
SLE-F-Gr.1-1SW/2	-33211	160	497	-2.35	5.85	-34.38	9.82	0.00
SLE-F-Gr.3-1SW/2	-33260	560	249	-2.37	5.80	-34.12	9.89	0.00
SLE-F-Gr.1-MaxML (P)	-33485	509	1116	-2.41	5.71	-34.02	9.92	0.00
SLE-F-Gr.3-MaxML (P)	-33485	1309	559	-2.45	5.61	-33.43	10.10	0.00
SLE-QP	-28701	0	1	-2.00	5.00	-30.05	11.23	0.00

Tabella 19 – Verifiche agli SLE (base pila)

11 VERIFICA DELLE FONDAZIONI

Nei seguenti paragrafi sono riportate le verifiche strutturali e geotecniche del sistema fondazionale per i casi identificati lungo il viadotto in esame:

11.1 SOLLECITAZIONI SISMICHE BASE PILA

Per le combinazioni di carico statiche, le sollecitazioni ad intradosso plinto sono state ottenute a partire dalle sollecitazioni agenti a base pila, tenendo conto del peso del plinto di fondazione e dell'eccentricità tra le due sezioni (spessore del plinto).

In condizione sismica, invece, come prescritto nel D.M. 14/01/2008 p.to 7.2.5, per le strutture progettate in CD "B" il dimensionamento delle strutture di fondazione e la verifica di sicurezza del complesso fondazione-terreno devono essere eseguiti assumendo come azioni in fondazione le resistenze degli elementi strutturali soprastanti. Più precisamente, la forza assiale negli elementi strutturali verticali derivante dalla combinazione delle azioni deve essere associata al concomitante valore resistente del momento flettente e del taglio; si richiede tuttavia che tali azioni risultino non maggiori di quelle trasferite dagli elementi soprastanti, amplificate con un γ_{Rd} pari a 1,1 in CD "B", e comunque non maggiori di quelle derivanti da una analisi elastica della struttura in elevazione eseguita con un fattore di struttura q pari a 1.

Ciò significa che le azioni di taglio e momento agenti in fondazione dovranno essere pari ai valori minimi risultanti da questi tre casi sopraelencati, per i quali si riporta un riepilogo qui di seguito per i casi esaminati.

11.1.1 Pila P07: $H = 12.38$ m

Sollecitazioni sismiche base pila per $q=1$					
Combinazione	N	TL	TT	ML	MT
SLV-EL+0.3ET	-16789	-10981	-3028	-131771	-36331
SLV-0.3EL+ET	-16789	-3294	-10092	-39531	-121104

Sollecitazioni sismiche con coefficiente di sovrarresistenza $\gamma_{Rd} = 1.1$					
Combinazione	N	TL	TT	ML	MT
SLV-EL+0.3ET	-16789	-8053	-2166	-97399	-25715
SLV-0.3EL+ET	-16789	-2416	-7221	-29757	-86374

Sollecitazioni resistenti S_{Rd}					
Combinazione	N	TL	TT	ML	MT
SLV-EL+0.3ET	-203600	-14936	-36572	-165996	-35871
SLV-0.3EL+ET	-203600	-14936	-36572	-165996	-35871

Nel caso in esame, quindi, le azioni agenti in fondazione in combinazione sismica saranno pari a quelle trasferite dagli elementi soprastanti, amplificate del coefficiente di sovrarresistenza, a cui va aggiunta la forza di inerzia relativa alla parte inferiore di pila (semialtezza inferiore del fusto e plinto), calcolata con riferimento allo spettro di risposta elastico.

Combinazione	N	TL	TT	Hplinto 2.5	
				ML	MT
SLU-Gr.1(N)	-56007	-1721	688	-28034	4056
SLU-Gr.3(N)	-55840	-2778	345	-43513	-432
SLU-Gr.1(P)	-56339	-1957	728	-31053	3616
SLU-Gr.3(P)	-56138	-3249	365	-49988	-1209
SLU-Gr.1-1SW/2	-48711	-1018	385	-16059	6738
SLU-Gr.3-1SW/2	-48612	-1653	193	-25353	4106
SLU-Gr.1-MaxML (P)	-56339	-1676	728	-26985	3616
SLU-Gr.3-MaxML (P)	-56138	-2969	365	-45920	-1209
SLU-Gr.1(N)-Gk=1.00	-45079	-1694	689	-27134	3959
SLU-Gr.3(N)-Gk=1.00	-44911	-2751	345	-42613	-529
SLU-Gr.1(P)-Gk=1.00	-45410	-1930	729	-30153	3519
SLU-Gr.3(P)-Gk=1.00	-45209	-3222	365	-49088	-1307
SLU-Gr.1-1SW/2-Gk=1.00	-37782	-992	385	-15159	6641
SLU-Gr.3-1SW/2-Gk=1.00	-37683	-1626	193	-24454	4009
SLU-Gr.1-MaxML (P)-Gk=1.00	-45410	-1930	729	-30153	3519
SLU-Gr.3-MaxML (P)-Gk=1.00	-45209	-3222	365	-49088	-1307
SLV-EL+0.3ET	-28992	-10895	-3019	-109004	-31434
SLV-0.3EL+ET	-28992	-3268	-10063	-35725	-46645
SLE-C-Gr.1(N)	-40064	-1192	475	-19260	2825
SLE-C-Gr.3(N)	-39949	-1921	238	-29935	-270
SLE-C-Gr.1(P)	-40293	-1355	502	-21342	2522
SLE-C-Gr.3(P)	-40154	-2246	251	-34401	-806
SLE-C-Gr.1-1SW/2	-35032	-708	265	-11001	4675
SLE-C-Gr.3-1SW/2	-34964	-1145	133	-17411	2860
SLE-C-Gr.1-MaxML (P)	-40293	-1355	502	-21342	2522
SLE-C-Gr.3-MaxML (P)	-40154	-2246	251	-34401	-806
SLE-F-Gr.1(N)	-37338	-969	378	-15433	2789
SLE-F-Gr.3(N)	-37245	-1552	188	-23974	313
SLE-F-Gr.1(P)	-37521	-1099	400	-17099	2547
SLE-F-Gr.3(P)	-37410	-1812	200	-27546	-116
SLE-F-Gr.1-1SW/2	-33312	-581	211	-8826	4269
SLE-F-Gr.3-1SW/2	-33258	-931	105	-13954	2817
SLE-F-Gr.1-MaxML (P)	-37521	-1099	400	-17099	2547
SLE-F-Gr.3-MaxML (P)	-37410	-1812	200	-27546	-116
SLE-QP	-28992	0	-1	-698	240

Tabella 20 – Sollecitazioni a quota intradosso plinto

11.1.2 Pila P08: H 12.0 m

Sollecitazioni sismiche base pila per $q=1$					
Combinazione	N	TL	TT	ML	MT
SLV-EL+0.3ET	-16498	-13473	-3607	-156289	-41838
SLV-0.3EL+ET	-16498	-4042	-12022	-46887	-139461

Sollecitazioni sismiche con coefficiente di sovrarresistenza $\gamma_{Rd}=1.1$					
Combinazione	N	TL	TT	ML	MT
SLV-EL+0.3ET	-16498	-9880	-2125	-114059	-24647
SLV-0.3EL+ET	-16498	-2964	-7084	-33831	-82169

Sollecitazioni resistenti S_{Rd}					
Combinazione	N	TL	TT	ML	MT
SLV-EL+0.3ET	-203600	-14936	-36572	-165996	-35871
SLV-0.3EL+ET	-203600	-14936	-36572	-165996	-35871

Nel caso in esame, quindi, le azioni agenti in fondazione in combinazione sismica saranno pari a quelle trasferite dagli elementi soprastanti, amplificate del coefficiente di sovrarresistenza, a cui va aggiunta la forza di inerzia relativa alla parte inferiore di pila (semialtezza inferiore del fusto e plinto), calcolata con riferimento allo spettro di risposta elastico.

SOLLECITAZIONI INTRADOSSO PLINTO	Combinazione	N	TL	TT	Hplinto 2.5	
					ML	MT
	SLU-Gr.1(N)	-55109	752	2412	12343	32960
	SLU-Gr.3(N)	-55257	2201	1549	32590	21897
	SLU-Gr.1(P)	-55406	752	2449	11987	32560
	SLU-Gr.3(P)	-55587	2201	1567	32194	21165
	SLU-Gr.1-1SW/2	-47861	325	1585	5130	27949
	SLU-Gr.3-1SW/2	-47950	1049	1136	15236	22136
	SLU-Gr.1-MaxML (P)	-48358	1152	2707	26088	41555
	SLU-Gr.3-MaxML (P)	-48358	2601	1697	46513	27924
	SLU-Gr.1(N)-Gk=1.00	-44292	779	2412	12282	32953
	SLU-Gr.3(N)-Gk=1.00	-44440	2227	1549	32529	21890
	SLU-Gr.1(P)-Gk=1.00	-44588	779	2448	11926	32554
	SLU-Gr.3(P)-Gk=1.00	-44769	2227	1567	32134	21158
	SLU-Gr.1-1SW/2-Gk=1.00	-37044	352	1585	5070	27943
	SLU-Gr.3-1SW/2-Gk=1.00	-37133	1076	1135	15175	22130
	SLU-Gr.1-MaxML (P)-Gk=1.00	-37540	985	2707	23289	41548
	SLU-Gr.3-MaxML (P)-Gk=1.00	-37540	2433	1696	43714	27917
	SLV-EL+0.3ET	-28701	-12708	-2973	-127474	-30307
	SLV-0.3EL+ET	-28701	-3812	-9911	-40329	-46489
	SLE-C-Gr.1(N)	-39449	514	1648	8301	22486
	SLE-C-Gr.3(N)	-39551	1513	1053	22264	14857
	SLE-C-Gr.1(P)	-39654	514	1673	8055	22211
	SLE-C-Gr.3(P)	-39779	1513	1065	21991	14352
	SLE-C-Gr.1-1SW/2	-34451	219	1078	3327	19031

SLE-C-Gr.3-1SW/2	-34512	719	767	10296	15022
SLE-C-Gr.1-MaxML (P)	-34793	656	1851	15892	28414
SLE-C-Gr.3-MaxML (P)	-34793	1655	1154	29978	19013
SLE-F-Gr.1(N)	-37210	396	954	6636	12281
SLE-F-Gr.3(N)	-37292	1195	477	17806	6177
SLE-F-Gr.1(P)	-37374	396	974	6439	12061
SLE-F-Gr.3(P)	-37474	1195	487	17588	5773
SLE-F-Gr.1-1SW/2	-33211	160	497	2656	9517
SLE-F-Gr.3-1SW/2	-33260	560	249	8232	6309
SLE-F-Gr.1-MaxML (P)	-33485	509	1116	12708	17023
SLE-F-Gr.3-MaxML (P)	-33485	1309	559	23977	9503
SLE-QP	-28701	0	1	502	20

11.2 SOLLECITAZIONI NEI PALI DI FONDAZIONE

Per ricavare le sollecitazioni agenti nei pali di fondazione è stata 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 pila, 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. Per la determinazione del parametro α si considera cautelativamente la stratigrafia 2 e quindi si ha:

$$\alpha = 3.0288 \text{ m}$$

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

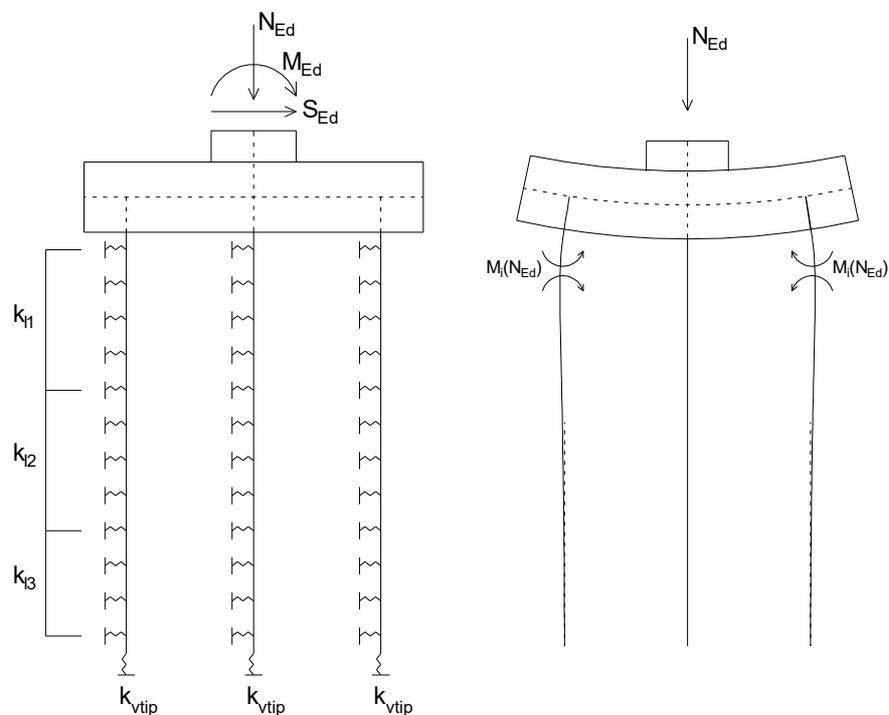


Figura 11 – Modello del plinto su pali ed effetto flessionale su pali dovuto al carico assiale agente sul plinto (a destra)

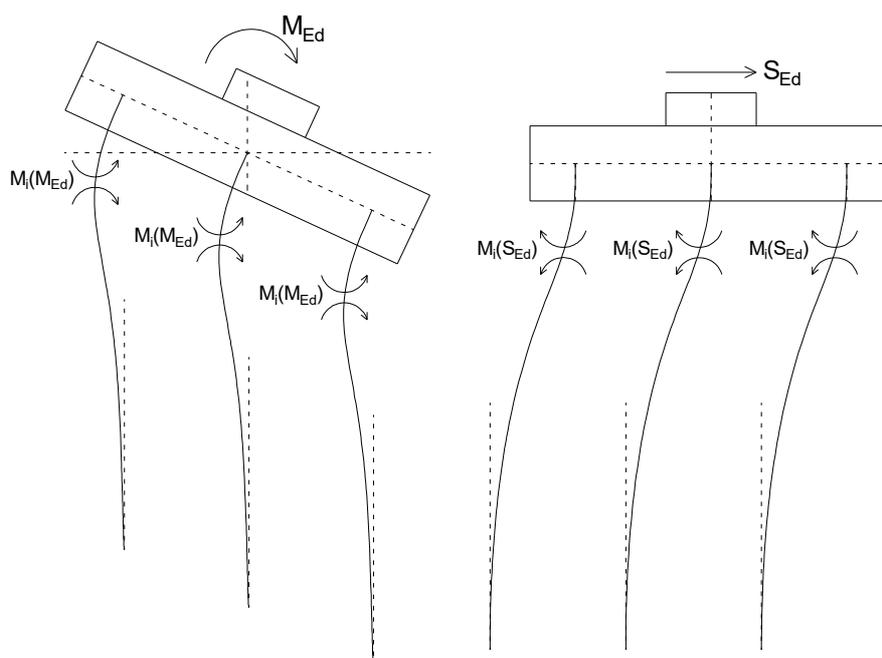


Figura 12 – Effetto flessionale sui pali dovuti al momento flettente (a sinistra) e al taglio (a destra) agenti sul plinto

I massimi sforzi normali di compressione e trazione agenti nei pali agli SLU sono stati confrontati con le curve di capacità portante relative al viadotto in esame per valutare la lunghezza dei pali tale da soddisfare le verifiche geotecniche. Agli SLE, come prescritto dalla normativa ferroviaria, si è verificato che il rapporto tra la resistenza laterale del palo e il carico assiale in combinazione caratteristica sia maggiore di 1.25.

Di seguito si riporta la valutazione, secondo i criteri esposti precedentemente, delle azioni nei pali di fondazione delle pile.

11.2.1 Pila P07: $H=12.38\text{ m}$

Comb./PileN.	1	2	3	4	5	6	7	8	9
z	-4.50	-4.50	-4.50	0.00	0.00	0.00	4.50	4.50	4.50
y	-4.50	0.00	4.50	-4.50	0.00	4.50	-4.50	0.00	4.50
z ²	20.25	20.25	20.25	0.00	0.00	0.00	20.25	20.25	20.25
y ²	20.25	0.00	20.25	20.25	0.00	20.25	20.25	0.00	20.25
W _y	-27.00	0.00	27.00	-27.00	0.00	27.00	-27.00	0.00	27.00
W _z	-27.00	-27.00	-27.00	0.00	0.00	0.00	27.00	27.00	27.00

Tabella 21 – Coordinate pali rispetto al baricentro del plinto

Combo	SOLLECITAZIONI BASE PLINTO (SLU)					SFORZI MASSIMI E MINIMI NEI PALI					
	N	V _L	V _T	M _L	M _T	N _{min}		N _{max}		V _{max}	M _{max}
	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	Palo	[kN]	Palo	[kN]	[kN]	[kNm]
SLU-Gr.1(N)	-58178	-1721	688	-28688	4318	7	-7957	3	-4972	206	624
SLU-Gr.3(N)	-58010	-2778	345	-44569	-301	7	-8435	3	-4456	311	942
SLU-Gr.1(P)	-58509	-1957	728	-31797	3893	7	-8124	3	-4878	232	703
SLU-Gr.3(P)	-58309	-3249	365	-51223	-1071	7	-8742	3	-4216	363	1100
SLU-Gr.1-1SW/2	-50882	-1018	385	-16446	6885	7	-6675	3	-4632	121	366
SLU-Gr.3-1SW/2	-50783	-1653	193	-25982	4179	7	-6967	3	-4318	185	560
SLU-Gr.1-MaxML (P)	-58509	-1676	728	-27622	3893	7	-7938	3	-5064	203	615
SLU-Gr.3-MaxML (P)	-58309	-2969	365	-47048	-1071	7	-8556	3	-4402	332	1007
SLU-Gr.1(N)-Gk=1.00	-46687	-1694	689	-27778	4220	7	-6640	3	-3735	203	616
SLU-Gr.3(N)-Gk=1.00	-46519	-2751	345	-43659	-398	7	-7118	3	-3219	308	933
SLU-Gr.1(P)-Gk=1.00	-47018	-1930	729	-30886	3796	7	-6807	3	-3641	229	694
SLU-Gr.3(P)-Gk=1.00	-46817	-3222	365	-50313	-1168	9	-7429	1	-2975	360	1091
SLU-Gr.1-1SW/2-Gk=1.00	-39390	-992	385	-15535	6787	7	-5358	3	-3395	118	358
SLU-Gr.3-1SW/2-Gk=1.00	-39291	-1626	193	-25071	4082	7	-5650	3	-3082	182	551
SLU-Gr.1-MaxML (P)-Gk=1.00	-47018	-1930	729	-30886	3796	7	-6807	3	-3641	229	694
SLU-Gr.3-MaxML (P)-Gk=1.00	-46817	-3222	365	-50313	-1168	9	-7429	1	-2975	360	1091
SLV-EL+0.3ET	-30600	-11553	-3044	-118220	-31989	9	-10038	1	3238	1327	2638
SLV-0.3EL+ET	-30600	-3466	-10147	-38681	-46783	9	-7567	1	767	1191	2368

Combo	SOLLECITAZIONI BASE PLINTO (SLE)					SFORZI MASSIMI E MINIMI NEI PALI					
	N	S _L	S _T	M _L	M _T	N _{min}		N _{max}		V _{max}	M _{max}
	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	Palo	[kN]	Palo	[kN]	[kN]	[kNm]
SLE-C-Gr.1(N)	-41672	-1192	475	-19713	3006	7	-5659	3	-3602	143	432
SLE-C-Gr.3(N)	-41557	-1921	238	-30665	-179	7	-5989	3	-3246	215	651
SLE-C-Gr.1(P)	-41901	-1355	502	-21857	2713	7	-5774	3	-3537	161	486
SLE-C-Gr.3(P)	-41762	-2246	251	-35254	-710	7	-6200	3	-3081	251	761
SLE-C-Gr.1-1SW/2	-36640	-708	265	-11270	4776	7	-4775	3	-3368	84	254
SLE-C-Gr.3-1SW/2	-36572	-1145	133	-17846	2910	7	-4976	3	-3151	128	388
SLE-C-Gr.1-MaxML (P)	-41901	-1355	502	-21857	2713	7	-5774	3	-3537	161	486
SLE-C-Gr.3-MaxML (P)	-41762	-2246	251	-35254	-710	7	-6200	3	-3081	251	761

11.2.2 Pila P08: $H=12.0\text{ m}$

Comb./PileN.	1	2	3	4	5	6	7	8	9
z	-4.50	-4.50	-4.50	0.00	0.00	0.00	4.50	4.50	4.50
y	-4.50	0.00	4.50	-4.50	0.00	4.50	-4.50	0.00	4.50
z ²	20.25	20.25	20.25	0.00	0.00	0.00	20.25	20.25	20.25
y ²	20.25	0.00	20.25	20.25	0.00	20.25	20.25	0.00	20.25
W _y	-27.00	0.00	27.00	-27.00	0.00	27.00	-27.00	0.00	27.00
W _z	-27.00	-27.00	-27.00	0.00	0.00	0.00	27.00	27.00	27.00

Tabella 22 – Coordinate pali rispetto al baricentro del plinto

Combo	SOLLECITAZIONI BASE PLINTO (SLU)					SFORZI MASSIMI E MINIMI NEI PALI					
	N	V _L	V _T	M _L	M _T	N _{min}		N _{max}		V _{max}	M _{max}
	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	Palo	[kN]	Palo	[kN]	[kN]	[kNm]
SLU-Gr.1(N)	-57257	752	2412	12644	33925	1	-8442	9	-4282	281	850
SLU-Gr.3(N)	-57405	2201	1549	33470	22516	1	-8873	9	-3884	299	906
SLU-Gr.1(P)	-57553	752	2449	12288	33540	1	-8451	9	-4338	285	862
SLU-Gr.3(P)	-57734	2201	1567	33075	21792	1	-8870	9	-3960	300	909
SLU-Gr.1-1SW/2	-50009	325	1585	5260	28583	1	-7024	9	-4089	180	545
SLU-Gr.3-1SW/2	-50098	1049	1136	15656	22590	1	-7228	9	-3905	172	520
SLU-Gr.1-MaxML (P)	-50505	1152	2707	26549	42638	1	-8607	9	-2616	327	990
SLU-Gr.3-MaxML (P)	-50505	2601	1697	47553	28603	1	-8914	9	-2309	345	1045
SLU-Gr.1(N)-Gk=1.00	-45882	779	2412	12594	33918	1	-7179	9	-3017	282	853
SLU-Gr.3(N)-Gk=1.00	-46030	2227	1549	33420	22510	1	-7610	9	-2619	301	913
SLU-Gr.1(P)-Gk=1.00	-46179	779	2448	12238	33533	1	-7188	9	-3074	285	865
SLU-Gr.3(P)-Gk=1.00	-46360	2227	1567	33024	21785	1	-7607	9	-2696	303	916
SLU-Gr.1-1SW/2-Gk=1.00	-38634	352	1585	5210	28577	1	-5761	9	-2824	180	546
SLU-Gr.3-1SW/2-Gk=1.00	-38723	1076	1135	15606	22584	1	-5965	9	-2640	174	526
SLU-Gr.1-MaxML (P)-Gk=1.00	-39131	985	2707	23683	42631	1	-7218	9	-1478	320	969
SLU-Gr.3-MaxML (P)-Gk=1.00	-39131	2433	1696	44687	28596	1	-7525	9	-1170	330	998
SLV-EL+0.3ET	-30292	-13360	-3003	-137354	-30965	9	-11435	1	4704	1521	4608
SLV-0.3EL+ET	-30292	-4008	-10009	-43483	-46641	9	-8276	1	1545	1198	3629

Combo	SOLLECITAZIONI BASE PLINTO (SLE)					SFORZI MASSIMI E MINIMI NEI PALI					
	N	S _L	S _T	M _L	M _T	N _{min}		N _{max}		V _{max}	M _{max}
	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	Palo	[kN]	Palo	[kN]	[kN]	[kNm]
SLE-C-Gr.1(N)	-41040	514	1648	8506	23145	1	-5975	9	-3145	192	581
SLE-C-Gr.3(N)	-41142	1513	1053	22869	15278	1	-6272	9	-2871	205	620
SLE-C-Gr.1(P)	-41245	514	1673	8261	22880	1	-5981	9	-3184	194	589
SLE-C-Gr.3(P)	-41369	1513	1065	22596	14778	1	-6270	9	-2923	206	623
SLE-C-Gr.1-1SW/2	-36041	219	1078	3414	19462	1	-4997	9	-3012	122	370
SLE-C-Gr.3-1SW/2	-36103	719	767	10583	15329	1	-5138	9	-2885	117	354
SLE-C-Gr.1-MaxML (P)	-36384	656	1851	16154	29155	1	-6002	9	-2083	218	661
SLE-C-Gr.3-MaxML (P)	-36384	1655	1154	30639	19475	1	-6214	9	-1871	224	679

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 riportano le lunghezze dei pali utilizzate per le diverse tipologie di pile e la sintesi delle verifiche geotecniche. 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.

PILE	Casi di calcolo	H _{calcolo}	FONDAZIONE					L _{pali} [m]	Curva di portanza	SFORZI NEI PALI SLU		
			D _{pali}	n _{pali}	Stratig.	Liquefaz.	Scalam.			N _{min}	Q _{d,c}	F.S.
			[m]	[m]								
P07	TRANSZ.-1	13/12.38	1.5	9	1	NO	-	33	1	-8742	11924	1.36
P08	TRANSZ.-2	12/12.6	1.5	9	1	NO	-	33	1	-8914	11924	1.34

PILE	Casi di calcolo	H _{calcolo}	FONDAZIONE					L _{pali} [m]	Curva di portanza	SFORZI NEI PALI SLE		
			D _{pali}	n _{pali}	Stratig.	Liquefaz.	Scalam.			N _{min}	Q _{II,k}	N _{min} /Q _{II}
			[m]	[m]								
P07	TRANSZ.-1	13/12.38	1.5	9	1	NO	-	33	1	-6200	14469	2.33
P08	TRANSZ.-2	12/12.6	1.5	9	1	NO	-	33	1	-6272	14469	2.31

PILE	Casi di calcolo	H _{calcolo}	FONDAZIONE					L _{pali} [m]	Curva di portanza	SFORZI NEI PALI SLV		
			D _{pali}	n _{pali}	Stratig.	Liquefaz.	Scalam.			N _{min}	Q _{d,c}	F.S.
			[m]	[m]								
P07	TRANSZ.-1	13/12.38	1.5	9	1	NO	-	33	1	-10038	11924	1.19
P08	TRANSZ.-2	12/12.6	1.5	9	1	NO	-	33	1	-11435	11924	1.04

11.3.1 Capacità portante Pali Di Gruppo

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

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

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

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

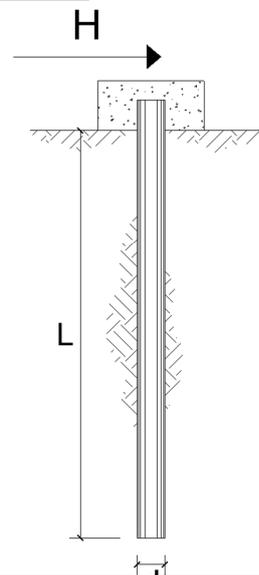
PILE	Casi di calcolo	L _{pali} [m]	Q _d (palo sing.) [kN]	PORTANZA PALI DI GRUPPO								
				Diametro	interasse	n. pali x fila	m. n. fila	Φ	E efficienza	N _{max,SLU}	Q _{d Gruppo}	FS
				[m]	[m]	[-]	[-]	[°]	[-]	[kN]	[kN]	[-]
P07	TRANSZ.-1	33	11924	1.5	4.5	3	3	18.43	0.73	58509	78007	1.33
P08	TRANSZ.-2	33	11924	1.5	4.5	3	3	18.43	0.73	57734	78007	1.35

11.4 CAPACITÀ PORTANTE LATERALE DEI PALI DI FONDAZIONE

Per i pali di fondazione da realizzare nei terreni non suscettibili ai fenomeni di liquefazione, le verifiche di capacità portante laterale dei pali di fondazione vengono eseguite secondo la consolidata metodologia di Broms (1964) per terreni incoerenti sotto falda attraverso un apposito foglio di calcolo. Per tutti i pali si configura l'ipotesi di palo lungo. Le verifiche, riportate nelle pagine seguenti, risultano soddisfatte assumendo cautelativamente un angolo d'attrito $\varphi=30^\circ$. Le armature in testa al palo utilizzate per il calcolo del momento resistente (M_y) sono riportate al paragrafo delle verifiche strutturali dei pali di fondazione.

Per ragione di sintesi si riporta la verifica del palo maggiormente sollecitato.

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



TEORIA DI BASE:

(Broms, 1964)

coefficienti parziali			A		M	R	
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_ϕ	γ_T	
			γ_G	γ_Q			
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.00	1.60	
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.30	
	SISMA	<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.30	
DM88			<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	
definiti dal progettista			<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.25	1.00

n	<input type="radio"/>	<input checked="" type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	≥ 10	T.A.	prog.
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.45
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Palo corto:
$$H = 1.5k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2$$

Palo intermedio:
$$H = \frac{1}{2} k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2 + \frac{M_y}{L}$$

Palo lungo:
$$H = k_p \gamma d^3 \sqrt[3]{\left(3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4} \right)^2}$$

DATI DI INPUT:

Lunghezza del palo	L =	30.00	(m)		
Diametro del palo	d =	1.50	(m)		
Momento di plasticizzazione della sezione	My =	10588.58	(kN m)		
Angolo di attrito del terreno	$\varphi'_{med} =$	30.00	(°)	$\varphi'_{min} =$	30.00 (°)
Angolo di attrito di calcolo del terreno	$\varphi'_{med,d} =$	30.00	(°)	$\varphi'_{min,d} =$	30.00 (°)
Coeff. di spinta passiva ($k_p = (1+\sin j')/(1-\sin j')$)	$k_{p\ med} =$	3.00	(-)	$k_{p\ min} =$	3.00 (-)
Peso di unità di volume (con falda $g = g'$)	$\gamma =$	10.00	(kN/m ³)		
Azione Tagliante (V):	V =	1521.4	(kN)		
Carico Assiale variabile (Q):	Q =	0	(kN)		

Palo corto:

$$H1_{med} = 60750.00 \quad (\text{kN}) \qquad H1_{min} = 60750.00 \quad (\text{kN})$$

Palo intermedio:

$$H2_{med} = 20602.95 \quad (\text{kN}) \qquad H2_{min} = 20602.95 \quad (\text{kN})$$

Palo lungo:

$$H3_{med} = 4085.20 \quad (\text{kN}) \qquad H3_{min} = 4085.20 \quad (\text{kN})$$

$$H_{med} = 4085.20 \quad (\text{kN}) \quad \text{palo lungo} \qquad H_{min} = 4085.20 \quad (\text{kN}) \quad \text{palo lungo}$$

$$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4) = 2475.88 \quad (\text{kN})$$

$$H_d = H_k/\gamma_T = 1904.52 \quad (\text{kN})$$

$$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q = 1521.40 \quad (\text{kN})$$

$$FS = H_d / F_d = 1.25$$

$$FS (\text{gruppo}) = 1.00$$

Si fa notare che per tener conto degli effetti di gruppo è stato considerato un coefficiente riduttivo del carico limite pari a 0,8 (coefficiente di gruppo).

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.

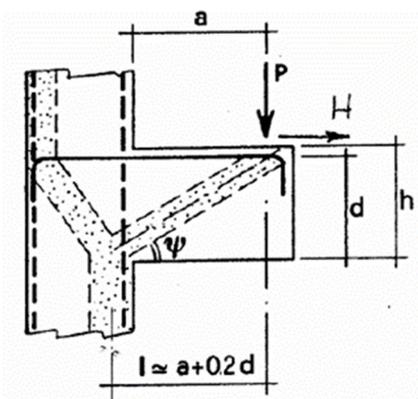
11.6 VERIFICHE STRUTTURALI

11.6.1 Verifica del plinto

Il tacco anteriore del plinto di fondazione è stato verificato ipotizzando un meccanismo di tirante puntone. Si riporta di seguito la verifica per il plinto della pila P08 sottoposto a sollecitazioni maggiori.

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

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



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

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

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

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

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

CONDIZIONI DI VERIFICA

$$P_R \geq P_{Ed}$$

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

Dati di progetto

Ldiff(m)	4.50	m	Lunghezza di diffusione
b(m)	1.00	m	dimensione trasversale di verifica mensola
N_{Ed} (KN)	11435.3	KN	Sforzo normale massimo pali
P_{Ed} (KN/m)	2541	KN/m	Carico complessivo VERTICALE diffuso
H_{Ed} (KN)	0.0	KN	Carico complessivo ORIZZONTALE sulla fascia di dimensione b
a(m)	2.75	m	distanza P da incastro
h(m)	2.50	m	spessore mensola
d(m)	0.10	m	coprifero riferito al baricentro delle armature compressive in trazione
d(m)	2.40	m	altezza utile
l(m)	3.32	m	a+0,2d
l	1.50		

Tipo di mensola (Valutazione coefficiente c)

sblazi di piastre (no staffatura)

$$c(m) = 1.00$$

Caratteristiche Materiali

f_{cd}	14.2	MPa	Calcestruzzo
f_{yd}	391.3	MPa	Acciaio

Caratteristiche Armature di Progetto

Registro tipo		R1			
n° R1	1	fl(mm)	26.0	p1(cm)	10.0
Af i (mm²)	530.93	nb tot l=	10.0	Af TOT (mm²)	5309.29
				Af CAL (mm²)	5309.29

V104 da km 8+487,00 a km 8+902,00: Relazione di calcolo pile di transizione

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
L102	02D78	CL	V10405002	A	66 di 70

Registro tipo R2

n° R2=	1	f2(mm) =	26.0	p2(cm) =	10.0	q2° =	0.0
Af i (mm ²) =	530.93	nb tot 2 =	10.0	Af TOT (mm ²) =	5309.29	Af CAL(mm ²) =	5309.29

Registro tipo R3

n° R3=	1	f3(mm) =	22.0	p3(cm) =	20.0	q3° =	0.0
Af i (mm ²) =	380.13	nb tot 3 =	5	Af TOT (mm ²) =	1900.66	Af CAL(mm ²) =	1900.66

Verifiche di resistenza

 Y= **0.589** rad = **33.77** °

 P_{RS} = **3276.0** KN **PR_S>PEd- Verifica Soddisfatta**

 P_{RC} = **4212.4** KN **PR_C>PR_S - Verifica Soddisfatta**

11.6.2 Verifica dei pali di fondazione

Si riportano di seguito le verifiche strutturali agli SLU e SLE per il palo più sollecitato.

 I pali saranno armati esternamente con 36 coppie di $\phi 28$ longitudinali ($72\phi 28$) e internamente con $30\phi 28$. Infine si prevede 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. La verifica a presso/tensioflessione viene eseguita con il software *PresFLE+*, mentre il valore di taglio resistente è stato ricavato con un apposito foglio di calcolo, considerando una sezione rettangolare equivalente alla sezione circolare del palo.

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

PILE	Casi di calcolo	H _{calcolo}	V _{max,SLU}	V _{max,SLV}	Spirale	V _{Rd}	M _{max}	N _{min}	N _{max}	Gabbia Principale	M _{Rd} (N _{min})	M _{Rd} (N _{max})
			[kN]	[kN]		[kN]	[kNm]	[kN]	[kN]		[kNm]	[kNm]
P07	Transz.1	13/12.38	363.3	1327.5	ϕ 16/10 cm	4486.9	2638.0	-10037.7	3237.6	Est: 2 x 36 Φ 28 Int: 30 Φ 28	13113	11073
P08	Transz.2	12/12.6	345.0	1521.4	ϕ 16/10 cm	4486.9	4608.1	-11435.3	4703.8	Est: 2 x 36 Φ 28 Int: 30 Φ 28	13070	10589

PILE	Casi di calcolo	H _{calcolo}	Gabbia Principale	N _{max}	M _{max}	$\sigma_{c,min}$	$\sigma_{s,max}$	W _k
				[kN]	[kNm]	[kPa]	[kPa]	[mm]
P07	Transz.1	13/12.38	Est: 2 x 36 Φ 28 Int: 30 Φ 28	-3080.7	760.6	-2.57	7.04	0.00
P08	Transz.2	12/12.6	Est: 2 x 36 Φ 28 Int: 30 Φ 28	-1871.4	679.0	-1.99	6.6	0.00

12 APPOGGI E GIUNTI

12.1 APPOGGI (IMPALCATO CAP 25M)

Per gli apparecchi d'appoggio dell'impalcato in CAP si rimanda alla relazione di calcolo della pila a sostegno degli impalcato in CAP.

12.2 APPOGGI (IMPALCATO IN ACCIAIO-CLS 40M)

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

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

VI04 - Impalcato misto Acc./Cls. 40.00 m						
FISSI		UNIDIR.			MULTI	GIUNTI
V. (kN)	H. (kN)	V. (kN)	H. (kN)	SCORRIMENTO	V. (kN)	ESCURSIONE
5681	6400	5681	6400	dlong .±150	5267	elong .±100

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

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

108.7

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

12.3 ESCURSIONE DEI GIUNTI (IMPALCATO CAP 25M)

Per l'escursione dei giunti dell'impalcato in CAP si rimanda alla relazione di calcolo della pila a sostegno degli impalcato in CAP.

12.4 ESCURSIONE DEI GIUNTI (IMPALCATO IN ACCIAIO-CLS 40M)

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]
40000	22.5	9.000	18	0.394	1.00	13.8	0.55	30.4	87.0	173.9	0.45	100	173.9

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

Per garantire infine un minimo di escursione in funzione della sismicità del sito, il valore E_L 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:

$$E_L = \mathbf{173.9} \text{ mm}$$

Pertanto:

ESCURSIONE DEI GIUNTI (δ_{Giu})

$$\delta_{GIU} = \pm E_L/2 + 10\text{mm} = \pm \mathbf{97.0} \text{ mm}$$

AMPIEZZA DEI VARCHI (V)

$$V \geq E_L/2 + V_0 = \mathbf{107.0} \text{ mm}$$

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



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

VI04 da km 8+487,00 a km 8+902.00: Relazione di calcolo pile di transizione

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
LI02	02D78	CL	VI0405002	A	70 di 70

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.