

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



CUP:J34H16000620009

U.O. OPERE CIVILI

PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICO ECONOMICA

POTENZIAMENTO LINEA VENEZIA-TRIESTE

Posti di Movimento e Varianti di Tracciato

LOTTO 4: Variante di tracciato sul Fiume Isonzo

VARIANTE ISONZO – OPERE CIVILI

Viadotto Isonzo – Relazione di predimensionamento pile Impalcato 68m

SCALA

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

I Z 0 4 4 0 R 0 9 C L V I 0 1 0 0 0 0 2 A

Revis	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato	Data
A	Emissione Definitiva	P.Luciani	Giugno 2021	M.Franchinotti	Giugno 2021	S. Lo Presti	Giugno 2021	A. Vittozzi	Giugno 2021

ITALFERR S.p.A.
 U.O. Opere Civili - Gestione delle varianti
 Dott. Ing. Angelo Vittozzi
 Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma
 N° A20783

File: 62-IZ0440R09CLVI0100002A.doc

n. Elab.

	PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA POTENZIAMENTO DELLA LINEA VENEZIA TRIESTE					
	Relazione di calcolo pile – impalcato 68m	COMMESSA IZ04	LOTTO 40	CODIFICA R09	DOCUMENTO CLVI0100002	REV. A

1	PREMESSA	4
2	DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA	4
3	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	5
4	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	7
4.1	Calcestruzzo	7
4.1.1	Strutture di elevazione	7
4.1.2	Plinto di fondazione.....	8
4.2	Acciaio per armature ordinarie	9
4.3	Copriferri.....	9
5	ANALISI DEI CARICHI E CONDIZIONI DI CARICO	9
5.1	Carichi trasmessi dall'impalcato	10
5.2	Azione del vento sulla pila q_6	10
5.3	Azioni sismiche q_7	11
5.3.1	Spettri di risposta elastici	20
5.3.2	Spettri di risposta di progetto	23
5.3.3	Combinazione delle componenti dell'azione sismica e valutazione delle masse 28	
5.4	Variazioni termiche ε_3	28
6	COMBINAZIONI DI CARICO	29
7	CRITERI DI VERIFICA.....	36
7.1	Verifiche agli stati limite di esercizio	36
7.1.1	Verifica a fessurazione.....	36

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA POTENZIAMENTO DELLA LINEA VENEZIA TRIESTE					
	Relazione di calcolo pile – impalcato 68m	COMMESSA IZ04	LOTTO 40	CODIFICA R09	DOCUMENTO CLVI0100002	REV. A

7.1.2	Verifica delle tensioni in esercizio	37
7.2	Verifiche agli stati limite ultimi	39
7.2.1	Sollecitazioni flettenti	39
7.2.2	Sollecitazioni taglianti.....	39
8	CRITERI DI MODELLAZIONE.....	41
8.1	modello strutturale di analisi.....	41
9	ANALISI DEI RISULTATI: SOLLECITAZIONI E VERIFICHE DELLA PILA.....	43
9.1	SOLLECITAZIONI AGENTI	47
9.2	VERIFICA DEL FUSTO	54
	ANALISI DEI RISULTATI: SOLLECITAZIONI E VERIFICHE DEL SISTEMA DI FONDAZIONE	58
9.3	SOLLECITAZIONI AGENTI	58
9.4	CRITERI DI VERIFICA DEL POZZO DI FONDAZIONE	60
9.4.1	Criteri di verifica geotecnica del pozzo	61
9.4.2	Verifica alle pressioni orizzontali	63
9.4.3	Verifica alle pressioni verticali	64
9.5	VERIFICHE GEOTECNICHE DEL SISTEMA STRUTTURA-TERRENO.....	67
9.5.1	SLU.....	67
9.5.2	SISMA	76
9.6	VERIFICA NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITI IDRAULICI	84
9.6.1	Verifica del tampone di fondo in Jet-Grouting.....	84
10	INDICE DELLE FIGURE.....	85

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA POTENZIAMENTO DELLA LINEA VENEZIA TRIESTE					
	Relazione di calcolo pile – impalcato 68m	COMMESSA IZ04	LOTTO 40	CODIFICA R09	DOCUMENTO CLVI0100002	REV. A

1 PREMESSA

La presente relazione afferisce ai calcoli e alle verifiche strutturali della pile di sostegno degli impalcati metallici tipologici di luce $L=68m$, nell'ambito del progetto di prefattibilità tecnico-economica del potenziamento della linea Venezia-Trieste.

Le strutture sono state progettate coerentemente con quanto previsto dalla normativa vigente, "Norme Tecniche per le Costruzioni"- DM 17.1.2018 e relativa Circolare "Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni".

2 DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA

La tipologia di pila in esame prevede una sezione circolare di diametro $D=5.50m$ (Geometria tipo B), con le seguenti proprietà.

Geometria fusto pila		Proprietà geometriche						
Sigla	Descrizione	A	Ap	s	ly	lz	BT	BL
		Sezione fusto	Sezione pulvino	Spessore pulvino	Inerzia dir. trasversale	Inerzia dir. longitudinale	Lunghezza pila	Larghezza pila
[-]	[-]	[m2]	[m2]	[m]	[mm4]	[mm4]	[m]	[m]
B	Circolare $D=5.5m$	23.75	81.42	2.7	4.492E+13	4.492E+13	4.5	4.5

L'altezza di calcolo delle pile tipo in oggetto è assunta pari a 14.00m.

Il sistema di fondazione previsto è del tipo indiretto, con plinti di spessore pari a 3.00m e pianta circolare di diametro 16.0m, su n.52 pali di diametro $\phi 1500$ (Pilinto tipo F2).

La tipologia di impalcati afferenti il tipo di pile in esame è individuata nel prospetto di seguito:

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA POTENZIAMENTO DELLA LINEA VENEZIA TRIESTE					
	Relazione di calcolo pile – impalcato 68m	COMMESSA IZ04	LOTTO 40	CODIFICA R09	DOCUMENTO CLVI0100002	REV. A

Coppia impalcato afferenti					
Sigla	Impalcato lato fisso pila			Impalcato lato mobile pila	
[-]	Luce [m]	Tipo [-]		Luce [m]	Tipo [-]
16	68	Acciaio		68	Acciaio

Si rimanda agli elaborati grafici per l'ottenimento di dettagli ulteriori.

3 **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

L'analisi delle opere e le verifiche degli elementi strutturali sono state condotte in accordo con le vigenti disposizioni legislative e in particolare con le seguenti norme e circolari:

- **RFI DTC SI PS MA IFS 001 E – Dicembre 2020:** *Manuale di progettazione delle Opere Civili - Emissione per applicazione*
- **RFI DTC SI PS SP IFS 001 E – Dicembre 2020:** *Capitolato generale tecnico di appalto delle opere civili – Parte II – Sezione 6 – Opere in conglomerato cementizio e in acciaio - Emissione per applicazione;*
- **D.M. del 17 gennaio 2018:** *Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”;*
- **C.M. 21/01/2019 n.7:** *Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018;*
- **Legge 05/01/1971 n°1086:** *Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, ed a struttura metallica;*
- **Legge 02/02/1974 n°64:** *Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche;*

	PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA POTENZIAMENTO DELLA LINEA VENEZIA TRIESTE					
	Relazione di calcolo pile – impalcato 68m	COMMESSA IZ04	LOTTO 40	CODIFICA R09	DOCUMENTO CLVI0100002	REV. A

Nella redazione dei progetti e nelle verifiche strutturali si è inoltre fatto riferimento alla normativa Europea di seguito specificata:

- **UNI EN 1990: 2006:** *Eurocodice 0: Criteri generali di progettazione strutturale;*
- **UNI EN 1991-1-1:2004:** *Eurocodice 1 –Azioni in generale– Parte 1-1: Pesì per unità di volume, pesì propri e sovraccarichi variabili;*
- **UNI EN 1991-1-4:2005:** *Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture – Parte 1-4: Azioni in generale – Azioni del vento;*
- **UNI EN 1992-1-1:2005:** *Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici;*
- **UNI EN 1992-2:2006:** *Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 2: Ponti;*
- **UNI EN 1993-1-1:2005:** *Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici;*
- **UNI EN 1993-2:2007:** *Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 2: Ponti;*
- **UNI EN 1997-1: 2005:** *Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica. Parte 1: Regole generali.*
- **UNI EN 1998-1:2005:** *Eurocodice 8 – Progettazione delle struttura per la resistenza sismica – Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici;*
- **UNI EN 1998-2:2006:** *Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Ponti;*

	PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA POTENZIAMENTO DELLA LINEA VENEZIA TRIESTE					
	Relazione di calcolo pile – impalcato 68m	COMMESSA IZ04	LOTTO 40	CODIFICA R09	DOCUMENTO CLVI0100002	REV. A

- **UNI EN 1998-5:2005:** Eurocodice 8 – *Progettazione delle strutture per la resistenza sismica. Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici:*
- **STI 2014 – REGOLAMENTO UE N.1299/2014** della commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema “infrastruttura” del sistema ferroviario dell’Unione Europea, modificato dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019;
- **UNI EN 206-1-2016** - Calcestruzzo. “Specificazione, prestazione, produzione e conformità”.
- **UNI 11104/2016** - Calcestruzzo Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Istruzioni complementari per l’applicazione della EN 206-1

4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Di seguito si riportano le caratteristiche dei materiali impiegati, ricavate con riferimento alle indicazioni contenute D.M.17 gennaio 2018. Le classi di esposizione dei calcestruzzi sono coerenti con la UNI EN 206-1-2016.

4.1 Calcestruzzo

4.1.1 Strutture di elevazione

Per il getto in opera del fusto della pila si adotta un calcestruzzo con le caratteristiche riportate di seguito:

Classe d’esposizione: XC4

C32/40 $f_{ck} \geq 32$ MPa $R_{ck} \geq 40$ MPa

Classe minima di consistenza: S4

In accordo con le norme vigenti, risulta per il materiale in esame:

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA POTENZIAMENTO DELLA LINEA VENEZIA TRIESTE					
	Relazione di calcolo pile – impalcato 68m	COMMESSA IZ04	LOTTO 40	CODIFICA R09	DOCUMENTO CLVI0100002	REV. A

Resistenza caratteristica cubica a 28 giorni	R_{ck}	40	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica a 28 giorni	$f_{ck} = 0.83 R_{ck}$	33.20	N/mm ²
Valore medio della resistenza cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	41.20	N/mm ²
Resistenza di calcolo breve durata	$f_{cd} \text{ (Breve durata)} = f_{ck} / 1.5$	22.13	N/mm ²
Resistenza di calcolo lunga durata	$f_{cd} \text{ (Lungo durata)} = 0.85 f_{cd}$	18.81	N/mm ²
Resistenza media a trazione assiale	$f_{ctm} = 0.3 (f_{ck})^{2/3}$ [Rck<50/60]	3.10	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk 0,05} = 0.7 f_{ctm}$	2.17	N/mm ²
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{cfm} = 1.2 f_{ctm}$	3.72	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk 0,05} / 1.5$	1.45	N/mm ²
Modulo di Young	$E = 22000 (f_{cm}/10)^{0.3}$	33643	N/mm ²

4.1.2 Plinto di fondazione

Per il getto in opera del plinto di fondazione della pila si adotta un calcestruzzo con le caratteristiche riportate di seguito:

Classe d'esposizione: XC2

C28/35 $f_{ck} \geq 28$ MPa $R_{ck} \geq 35$ MPa

Classe minima di consistenza: S4

In accordo con le norme vigenti, risulta per il materiale in esame:

Resistenza caratteristica cubica a 28 giorni	R_{ck}	35	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica a 28 giorni	$f_{ck} = 0.83 R_{ck}$	29.05	N/mm ²
Valore medio della resistenza cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	37.05	N/mm ²
Resistenza di calcolo breve durata	$f_{cd} \text{ (Breve durata)} = f_{ck} / 1.5$	19.37	N/mm ²
Resistenza di calcolo lunga durata	$f_{cd} \text{ (Lungo durata)} = 0.85 f_{cd}$	16.46	N/mm ²

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA POTENZIAMENTO DELLA LINEA VENEZIA TRIESTE					
	Relazione di calcolo pile – impalcato 68m	COMMESSA IZ04	LOTTO 40	CODIFICA R09	DOCUMENTO CLVI0100002	REV. A

Resistenza media a trazione assiale	$f_{ctm} = 0.3 (f_{ck})^{2/3}$ [Rck<50/60]	2.83	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk 0,05} = 0.7 f_{ctm}$	1.98	N/mm ²
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{ctm} = 1.2 f_{ctm}$	3.40	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk 0,05} / 1.5$	1.32	N/mm ²
Modulo di Young	$E = 22000 (f_{cm}/10)^{0.3}$	32588	N/mm ²

4.2 Acciaio per armature ordinarie

Classe acciaio per armature ordinarie	B450C
Tensione di snervamento caratteristica	$f_{yk} \geq 450$ MPa
Tensione caratteristica di rottura	$f_t \geq 540$ MPa
Modulo di elasticità	$E_a = 210000$ MPa

4.3 Copriferrì

Si riportano di seguito i copriferrì per le strutture in calcestruzzo armato:

Strutture di elevazione	4.0 cm
Plinto di fondazione	4.0 cm

5 ANALISI DEI CARICHI E CONDIZIONI DI CARICO

L'analisi dei carichi che interessano la pila è stata effettuata considerando le azioni provenienti dagli impalcato afferenti e quelle direttamente applicate sulla pila.

I carichi trasmessi dagli impalcato sono relativi alle condizioni di carico elementari, opportunamente combinate secondo le vigenti normative, analizzate nel dettaglio nelle rispettive relazioni di calcolo degli impalcato tipo che afferiscono alla pila in esame.

Si riportano di seguito la sintesi delle azioni provenienti dagli impalcato e l'analisi dei carichi elementari che interessano direttamente la pila.

	PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA POTENZIAMENTO DELLA LINEA VENEZIA TRIESTE					
	Relazione di calcolo pile – impalcato 68m	COMMESSA IZ04	LOTTO 40	CODIFICA R09	DOCUMENTO CLVI0100002	REV. A

5.1 Carichi trasmessi dall'impalcato

Per la sintesi degli scarichi espletati dagli appoggi d'impalcato sulla pila, relativamente ai due lati, fisso e mobile, per ciascuna delle condizioni di carico elementari analizzate, si faccia riferimento al capitolo relativo alle sollecitazioni e alle verifiche della pila, presentato nell'analisi dei risultati.

In particolare, per quanto riguarda i carichi da traffico ferroviario trasmessi dall'impalcato, si sono considerati coefficienti dinamici unitari, conformemente con quanto prescritto nel par.2.5.1.4.2.5.2 del "Manuale di progettazione delle opere civili", poiché le pile in esame presentano un valore di snellezza $\lambda < 30$.

5.2 Azione del vento sulla pila q_6

Si riporta di seguito il calcolo dell'azione del vento sul fusto della pila in direzione trasversale e longitudinale rispetto all'asse del viadotto. La sezione della pila è assimilata, per questo calcolo, a un rettangolo di dimensioni $B_L \times B_T$.

Si assume cautelativamente una pressione di progetto pari a $2,5\text{kN/m}^2$.

Risulta pertanto sui due lati del fusto della pila:

$$q_{T,\text{vento}} = 2,5\text{kN/m}^2 \times B_L - \text{Carico unitario in direzione trasversale all'asse del viadotto}$$

$$q_{L,\text{vento}} = 2,5\text{kN/m}^2 \times B_T - \text{Carico unitario in direzione parallela all'asse del viadotto}$$

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA POTENZIAMENTO DELLA LINEA VENEZIA TRIESTE					
	Relazione di calcolo pile – impalcato 68m	COMMESSA IZ04	LOTTO 40	CODIFICA R09	DOCUMENTO CLVI0100002	REV. A

5.3 Azioni sismiche q_7

Nel presente paragrafo si riportano la descrizione e la valutazione dell'azione sismica secondo le specifiche del DM 17.1.2018.

L'azione sismica è descritta mediante spettri di risposta elastici e di progetto. In particolare nel DM 17.1.2018, vengono presentati gli spettri di risposta in termini di accelerazioni orizzontali e verticali.

L'espressione analitica dello spettro di risposta elastico in termini di accelerazione orizzontale è la seguente:

$$0 \leq T \leq T_B \longrightarrow S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C \longrightarrow S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T \leq T_D \longrightarrow S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \longrightarrow S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T} \right)$$

In cui:

$$S = S_s \cdot S_T;$$

S_s : coefficiente di amplificazione stratigrafico;

S_T : coefficiente di amplificazione topografica;

η : fattore che tiene conto di un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente ξ , espresso in punti percentuali diverso da 5 ($\eta=1$ per $\xi=5$):

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} \geq 0,55$$

F_0 : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA POTENZIAMENTO DELLA LINEA VENEZIA TRIESTE					
	Relazione di calcolo pile – impalcato 68m	COMMESSA IZ04	LOTTO 40	CODIFICA R09	DOCUMENTO CLVI0100002	REV. A

a_g : accelerazione massima al suolo;

T: periodo di vibrazione dell'oscillatore semplice;

T_B , T_C , T_D : periodi che separano i diversi rami dello spettro, e che sono pari a:

$$T_C = C_C \cdot T^*_C$$

$$T_B = \frac{T_C}{3}$$

$$T_D = 4.0 + \frac{a_g}{g} + 1.6$$

In cui :

C_C : coefficiente che tiene conto della categoria del terreno;

T^*_C : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

L'espressione analitica dello spettro di risposta elastico in termini di accelerazione verticale è la seguente:

$$0 \leq T \leq T_B \longrightarrow S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_v} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C \longrightarrow S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

$$T_C \leq T \leq T_D \longrightarrow S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \longrightarrow S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T} \right)$$

nelle quali:

	PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA POTENZIAMENTO DELLA LINEA VENEZIA TRIESTE					
	Relazione di calcolo pile – impalcato 68m	COMMESSA IZ04	LOTTO 40	CODIFICA R09	DOCUMENTO CLVI0100002	REV. A

$S = S_S \times S_T$: con S_S pari sempre a 1 per lo spettro verticale;

η : fattore che tiene conto di un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente ξ , espresso in punti percentuali diverso da 5 ($\eta=1$ per $\xi=5$):

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} \geq 0,55$$

T : periodo di vibrazione dell'oscillatore semplice;

T_B, T_C, T_D : periodi che separano i diversi rami dello spettro, e che sono pari a:

$$T_C = 0.05 \quad T_B = 0.15 \quad T_D = 1.0$$

F_V : fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima mediante la relazione:

$$F_V = 1.35 \cdot F_0 \cdot \left(\frac{a_g}{g} \right)^{0.5}$$

Di seguito si riporta il calcolo dei parametri per la valutazione degli spettri in accelerazione orizzontale e verticale, effettuata mediante l'utilizzo del software "Spettri NTC ver. 1.0.3" reperibile presso il sito del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Vita Nominale

La vita nominale di un'opera strutturale (V_N), è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purchè soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale delle infrastrutture ferroviarie può, di norma, assumersi come indicato nella seguente tabella.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA POTENZIAMENTO DELLA LINEA VENEZIA TRIESTE					
	Relazione di calcolo pile – impalcato 68m	COMMESSA IZ04	LOTTO 40	CODIFICA R09	DOCUMENTO CLVI0100002	REV. A

TIPI DI COSTRUZIONE	Vita Nominale (VN)
Opere nuove su infrastrutture ferroviarie progettate con le norme vigenti prima del DM14/1/2018 a velocità convenzionale $V < 250$ Km/h	50
Altre opere nuove a velocità $V < 250$ Km/h	75
Altre opere nuove a velocità $V > 250$ Km/h	100
Opere di grandi dimensioni: ponti e viadotti con campate di luce maggiore di 150 m	≥ 100

Per l'opera in oggetto si considera una vita nominale $VN = 75$ anni.

Classi D'uso

Il Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018 prevede quattro categorie di classi d'uso riportate nel seguito:

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

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA POTENZIAMENTO DELLA LINEA VENEZIA TRIESTE					
	Relazione di calcolo pile – impalcato 68m	COMMESSA IZ04	LOTTO 40	CODIFICA R09	DOCUMENTO CLVI0100002	REV. A

Per l'opera in oggetto si considera una **Classe d'uso III**.

Periodo di Riferimento dell'Azione Sismica

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, moltiplicando la vita nominale V_n per il coefficiente d'uso C_u :

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

Il valore del coefficiente d'uso C_u è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato nella tabella seguente:

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0.7	1	1.5	2

Pertanto per l' opera in oggetto il periodo di riferimento è pari a $75 \times 1,5 = 112.5$ anni.

Stati limite e relative probabilità di superamento

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia di esercizio che ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

La probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportati nella tabella successiva.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA POTENZIAMENTO DELLA LINEA VENEZIA TRIESTE					
	Relazione di calcolo pile – impalcato 68m	COMMESSA IZ04	LOTTO 40	CODIFICA R09	DOCUMENTO CLVI0100002	REV. A

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

Accelerazione (a_g), fattore (F_0) e periodo (T^*_c)

Ai fini del D.M. 14-01-2018 le forme spettrali, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , sono definite a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

a_g : accelerazione orizzontale massima sul 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.

I parametri prima elencati dipendono dalle coordinate geografiche, espresse in termini di latitudine e longitudine, del sito interessato dall'opera, dal periodo di riferimento (V_R), e quindi dalla vita nominale (V_N) e dalla classe d'uso (C_u) e dallo stato limite considerato. Si riporta nel seguito la valutazione di detti parametri per i vari stati limite.

Latitudine: 45.81118°

Longitudine: 13.42855°

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA POTENZIAMENTO DELLA LINEA VENEZIA TRIESTE					
	Relazione di calcolo pile – impalcato 68m	COMMESSA IZ04	LOTTO 40	CODIFICA R09	DOCUMENTO CLVI0100002	REV. A

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	90	0.064	2.517	0.286
SLD	151	0.079	2.509	0.308
SLV	1424	0.185	2.587	0.364
SLC	2475	0.223	2.629	0.372

Tabella 1: Valutazione dei parametri a_g , F_o e T_C^* per i periodi di ritorno associati a ciascuno stato limite

I parametri ai quali si è fatto riferimento nella definizione dell'azione sismica di progetto, indicati nella tabella precedente, corrispondono, cautelativamente, a quei parametri che danno luogo al sisma di massima entità, fra tutti quelli individuati lungo le progressive dell'opera in progetto.

Sono stati presi in esame, secondo quanto previsto dal DM 17.1.2018 "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni", cap. 7.1, i seguenti Stati Limite sismici:

- SLV: Stato Limite di Salvaguardia della Vita (Stato Limite Ultimo)
- SLD: Stato Limite di Danno (Stato Limite di Esercizio)
- SLC: Stato Limite di Collasso (Stato Limite Ultimo)
- SLO: Stato Limite di Operatività (Stato Limite di Esercizio)

Le azioni sismiche relative allo stato limite di operatività (SLO) e allo stato limite di danno (SLD) non sono state considerate perché poco significative in relazione alle combinazioni di natura statica. Per quanto riguarda lo stato limite di collasso (SLC), questo è stato considerato per le combinazioni sismiche di verifica dei ritegni sismici; si faccia pertanto riferimento alle considerazioni presentate nelle rispettive relazioni di calcolo di impalcato.

Si riportano al termine dell'analisi, i parametri ed i punti dello spettro di risposta elastici e di progetto per il restante stato limite (SLV).

Classificazione dei terreni

	PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA POTENZIAMENTO DELLA LINEA VENEZIA TRIESTE					
	Relazione di calcolo pile – impalcato 68m	COMMESSA IZ04	LOTTO 40	CODIFICA R09	DOCUMENTO CLVI0100002	REV. A

Per la definizione dell'azione sismica di progetto, la valutazione dell'influenza delle condizioni litologiche e morfologiche locali sulle caratteristiche del moto del suolo in superficie, deve essere basata su studi specifici di risposta sismica locale esistenti nell'area di intervento. In mancanza di tali studi la normativa prevede la classificazione, riportata nella tabella seguente, basata sulla stima dei valori della velocità media delle onde sismiche di taglio V_{s30} , ovvero sul numero medio di colpi NSPT ottenuti in una prova penetrometrica dinamica (per terreni prevalentemente granulari), ovvero sulla coesione non drenata media c_u (per terreni prevalentemente coesivi).

Categoria di suolo di fondazione	Descrizione
Cat. A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo di 3 m.
Cat. B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{spt,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina)
Cat. C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{spt,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina)
Cat. D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{spt,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina)

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA POTENZIAMENTO DELLA LINEA VENEZIA TRIESTE					
	Relazione di calcolo pile – impalcato 68m	COMMESSA IZ04	LOTTO 40	CODIFICA R09	DOCUMENTO CLVI0100002	REV. A

Cat. E	Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s)
--------	--

Si considera una **categoria C** di suolo di fondazione.

Amplificazione stratigrafica

I due coefficienti prima definiti, S_s e C_c , dipendono dalla categoria del sottosuolo come mostrato nel prospetto seguente.

Per i terreni di categoria A, entrambi i coefficienti sono pari a 1, mentre per le altre categorie i due coefficienti sono pari a:

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	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Nel caso in esame (categoria di sottosuolo C) allo SLV risulta:

$$S_s = 1.413$$

$$C_c = 1.465$$

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA POTENZIAMENTO DELLA LINEA VENEZIA TRIESTE					
	Relazione di calcolo pile – impalcato 68m	COMMESSA IZ04	LOTTO 40	CODIFICA R09	DOCUMENTO CLVI0100002	REV. A

Amplificazione topografica

Per poter tenere conto delle condizioni topografiche e in assenza di specifiche analisi di risposta sismica, si utilizzano i valori del coefficiente topografico S_T riportati nella seguente tabella.

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1.2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo con inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$	1.2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo con inclinazione media $i > 30^\circ$	1.4

Nel caso in esame $S_T = 1$

5.3.1 Spettri di risposta elastici

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

Stato limite di salvaguardia della vita

Di seguito si forniscono lo spettro di risposta elastico per lo stato limite di salvaguardia della vita e la tabella dei parametri rispettivi.

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

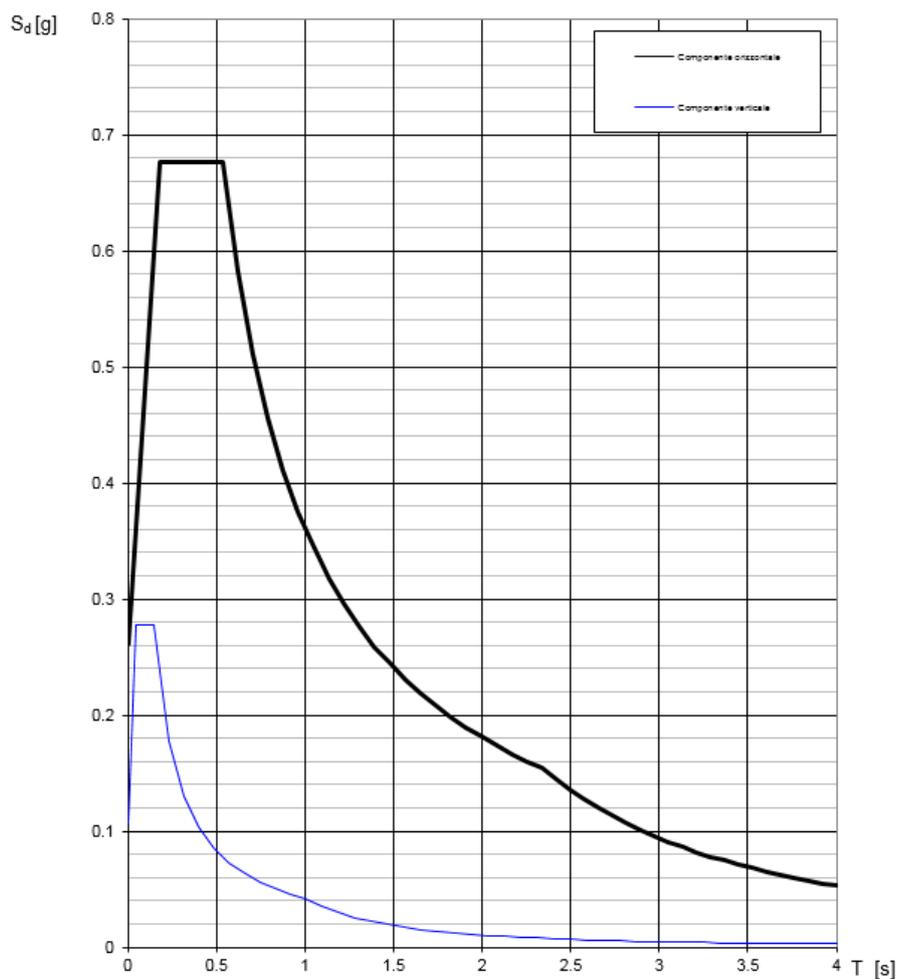


Figura 1: Spettri di risposta elastici_SLV (Componente orizzontale e verticale)

**Relazione di calcolo pile –
 impalcato 68m**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IZ04	40	R09	CLVIO100002	A	22 di 115

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.185 g
F_o	2.587
T_c	0.364 s
S_s	1.413
C_c	1.465
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.413
η	1.000
T_B	0.178 s
T_C	0.534 s
T_D	2.340 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \geq 0,55; \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_c / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_c \cdot T_c \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.261
T_B	0.178	0.676
T_C	0.534	0.676
	0.620	0.582
	0.706	0.511
	0.792	0.456
	0.878	0.411
	0.964	0.375
	1.050	0.344
	1.136	0.318
	1.222	0.295
	1.308	0.276
	1.394	0.259
	1.480	0.244
	1.566	0.231
	1.652	0.219
	1.738	0.208
	1.824	0.198
	1.910	0.189
	1.996	0.181
	2.082	0.173
	2.168	0.166
	2.254	0.160
T_D	2.340	0.154
	2.419	0.144
	2.498	0.135
	2.577	0.127
	2.656	0.120
	2.735	0.113
	2.814	0.107
	2.893	0.101
	2.973	0.096
	3.052	0.091
	3.131	0.086
	3.210	0.082
	3.289	0.078
	3.368	0.074
	3.447	0.071
	3.526	0.068
	3.605	0.065
	3.684	0.062
	3.763	0.060
	3.842	0.057
	3.921	0.055
	4.000	0.053

	PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA POTENZIAMENTO DELLA LINEA VENEZIA TRIESTE					
	Relazione di calcolo pile – impalcato 68m	COMMESSA IZ04	LOTTO 40	CODIFICA R09	DOCUMENTO CLVI0100002	REV. A

5.3.2 Spettri di risposta di progetto

In accordo con il par. 3.2.3.5 del DM 17.1.2018 le capacità dissipative delle strutture possono essere prese in considerazione 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. Lo spettro di progetto $S_d(T)$ che ne risulta, sia per le componenti orizzontali, che per la componente verticale, deriva dunque dallo spettro elastico con le ordinate ridotte e lo si ottiene sostituendo, nelle espressioni che lo definiscono, il termine η con il termine $1/q$, dove q è il cosiddetto fattore di struttura.

Il fattore di struttura è definito in accordo con il par. 7.3.1 del DM 17.1.2018:

$$q = q_0 \cdot K_R$$

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 par. 7.9.2.1 (Tabella 7.9.I) DM 17.1.2018 (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.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA POTENZIAMENTO DELLA LINEA VENEZIA TRIESTE					
	Relazione di calcolo pile – impalcato 68m	COMMESSA IZ04	LOTTO 40	CODIFICA R09	DOCUMENTO CLVI0100002	REV. A

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.

Stato limite di salvaguardia della vita

Secondo quanto riportato nel DM 14/01/2018 “Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”, cap. 3.2.3.5, lo spettro di progetto delle componenti orizzontali per lo SLV è stato determinato secondo le seguenti relazioni:

$$\begin{aligned}
 0 \leq T < T_B & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{1}{q} \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\frac{1}{q} \cdot F_0} \cdot \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{1}{q} \cdot F_0 \\
 T_C \leq T < T_D & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{15}{q} \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{1}{q} \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)
 \end{aligned}$$

In cui:

$$S = S_s \cdot S_T;$$

S_s : coefficiente di amplificazione stratigrafico;

S_T : coefficiente di amplificazione topografica;

F_0 : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

T_C : periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro ed è ottenuto mediante la seguente relazione:

	PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA POTENZIAMENTO DELLA LINEA VENEZIA TRIESTE					
	Relazione di calcolo pile – impalcato 68m	COMMESSA IZ04	LOTTO 40	CODIFICA R09	DOCUMENTO CLVI0100002	REV. A

$$T_C = C_C \cdot T_C^*$$

In cui :

C_C : coefficiente che tiene conto della categoria del terreno;

T_C^* : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

T_B : periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante ed è ottenuto mediante la seguente relazione:

$$T_B = \frac{T_C}{3}$$

T_D : periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro a spostamento costante ed è ottenuto mediante la seguente relazione:

$$T_D = 4,0 \cdot \frac{a_g}{g} + 1,6$$

q : fattore di struttura.

Sulla base delle coordinate geografiche del sito su cui sorge l'opera in esame, sono stati determinati gli spettri di risposta di progetto ed i parametri per lo *SLV*, riportati di seguito:

**Relazione di calcolo pile –
impalcato 68m**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IZ04	40	R09	CLVI0100002	A	26 di 115

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

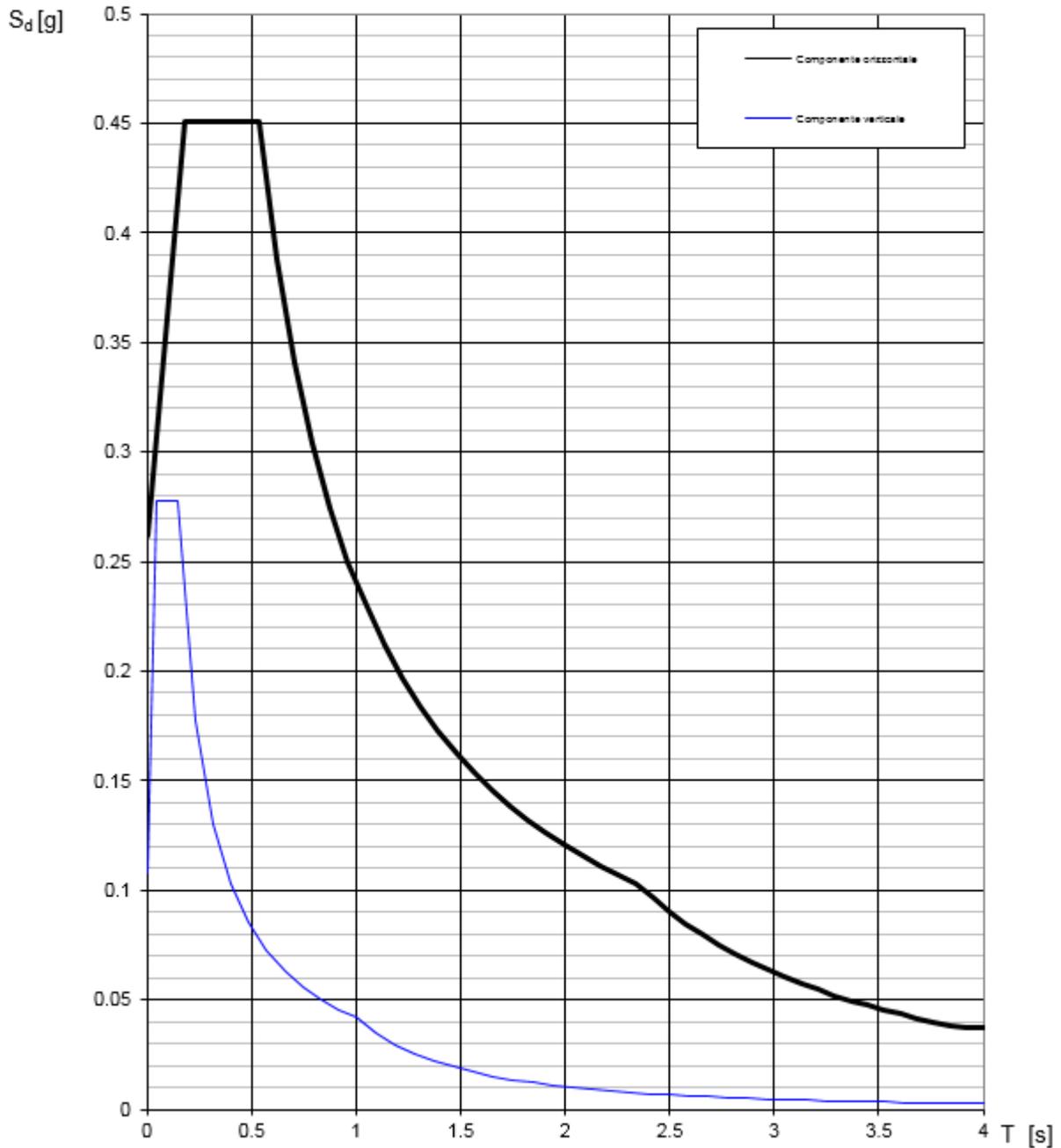


Figura 2: Spettri di risposta di progetto (q=1,5)_SLV (Componente orizzontale e verticale)

**Relazione di calcolo pile –
 impalcato 68m**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IZ04	40	R09	CLV10100002	A	27 di 115

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.185 g
F_0	2.587
T_C	0.364 s
S_s	1.413
C_C	1.465
S_T	1.000
q	1.500

Parametri dipendenti

S	1.413
η	0.667
T_B	0.178 s
T_C	0.534 s
T_D	2.340 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \geq 0,55; \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.261
T_B	0.178	0.451
T_C	0.534	0.451
	0.620	0.388
	0.706	0.341
	0.792	0.304
	0.878	0.274
	0.964	0.250
	1.050	0.229
	1.136	0.212
	1.222	0.197
	1.308	0.184
	1.394	0.173
	1.480	0.163
	1.566	0.154
	1.652	0.146
	1.738	0.138
	1.824	0.132
	1.910	0.126
	1.996	0.121
	2.082	0.116
	2.168	0.111
	2.254	0.107
T_D	2.340	0.103
	2.419	0.096
	2.498	0.090
	2.577	0.085
	2.656	0.080
	2.735	0.075
	2.814	0.071
	2.893	0.067
	2.973	0.064
	3.052	0.060
	3.131	0.057
	3.210	0.055
	3.289	0.052
	3.368	0.050
	3.447	0.047
	3.526	0.045
	3.605	0.043
	3.684	0.042
	3.763	0.040
	3.842	0.038
	3.921	0.037
	4.000	0.037

	PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA POTENZIAMENTO DELLA LINEA VENEZIA TRIESTE					
	Relazione di calcolo pile – impalcato 68m	COMMESSA IZ04	LOTTO 40	CODIFICA R09	DOCUMENTO CLVI0100002	REV. A

5.3.3 Combinazione delle componenti dell'azione sismica e valutazione delle masse

Il sisma viene convenzionalmente considerato come agente separatamente in due direzioni tra loro ortogonali prefissate (direzione longitudinale rispetto all'asse del viadotto e trasversale); per tenere conto che nella realtà il moto del terreno durante l'evento sismico ha direzione casuale e in accordo con le prescrizioni normative, per ottenere l'effetto complessivo del sisma, a partire dagli effetti delle direzioni calcolati separatamente, si è provveduto a sommare i massimi ottenuti in una direzione con il 30% dei massimi ottenuti per l'azione applicata nell'altra direzione.

Per quanto riguarda la valutazione delle masse sismiche, nel caso di ponti, in accordo con il par. 3.2.4 del D.M. 14/01/2018, oltre alla massa efficace dell'impalcato e della pila, è stata considerata un'aliquota pari al 20% del carico dovuto al transito dei treni: questo è stato ottenuto tenendo conto dello scenario più gravoso tra quello che vede la presenza sui due binari di due treni di carico LM71 e quello caratterizzato da un treno LM71 e da un treno tipo SW/2.

In direzione longitudinale rispetto all'asse del viadotto, la lunghezza di impalcato di competenza della pila, per il calcolo delle masse sismiche, è quella relativa all'impalcato "lato fisso"; in direzione trasversale, è pari alla somma della metà della luce dell'impalcato "lato fisso" e della metà di quella dell'impalcato "lato mobile".

La valutazione delle masse sismiche è esplicitata nell'analisi dei risultati, per ciascuna delle due direzioni di verifica.

5.4 Variazioni termiche ε_3

Per l'analisi termica delle pile cave, eseguita in accordo con quanto previsto nel par. 5.2.2.5.2 del DM 17.1.2018, si rimanda alla successiva fase di progetto.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA POTENZIAMENTO DELLA LINEA VENEZIA TRIESTE					
	Relazione di calcolo pile – impalcato 68m	COMMESSA IZ04	LOTTO 40	CODIFICA R09	DOCUMENTO CLVI0100002	REV. A

6 COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni delle azioni sono state definite in accordo con quanto riportato al par. 2.5.3 del DM 17.1.2018:

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_{Gi} e γ_{Qi} e quelli dei coefficienti di combinazione Ψ_{ij} sono stati desunti dal par. 5.2.3.3.1 del DM 17.1.2018, relativo al capitolo sui 'Ponti ferroviari'. Di seguito si riportano le Tabelle di riferimento.

Per quanto riguarda il coefficiente di combinazione Ψ_{2j} relativo ai carichi dovuti al transito dei treni, come anticipato in precedenza, questo si assume pari a 0,2 nelle combinazioni sismiche, conformemente a quanto prescritto nel par. 3.2.4 del DM 17.1.2018.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA POTENZIAMENTO DELLA LINEA VENEZIA TRIESTE					
	Relazione di calcolo pile – impalcato 68m	COMMESSA IZ04	LOTTO 40	CODIFICA R09	DOCUMENTO CLVI0100002	REV. A

		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

Figura 3: Valori dei coefficienti parziali di sicurezza – Tabella 5.2.V del D.M. 17 gennaio 2018

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA POTENZIAMENTO DELLA LINEA VENEZIA TRIESTE					
	Relazione di calcolo pile – impalcato 68m	COMMESSA IZ04	LOTTO 40	CODIFICA R09	DOCUMENTO CLVI0100002	REV. A

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	Ξ_1	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	Ξ_2	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	-
	Ξ_3	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	Ξ_4	1,00	1,00 ⁽¹⁾	0,0
Azioni del vento	F_{Wk}	0,60	0,50	0,0
Azioni da neve	in fase di esecuzione	0,80	0,0	0,0
	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Azioni termiche	T_k	0,60	0,60	0,50

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

(2) Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti Ψ_0 relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

Figura 4: Valori dei coefficienti di combinazione – Tabella 5.2.VI del D.M. 17 gennaio 2018

	Azioni	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Azioni singole da traffico	Treno di carico LM 71	0,80 ⁽³⁾	⁽¹⁾	0,0
	Treno di carico SW /0	0,80 ⁽³⁾	0,80	0,0
	Treno di carico SW/2	0,0 ⁽³⁾	0,80	0,0
	Treno scarico	1,00 ⁽³⁾	-	-
	Centrifuga	⁽²⁾ ⁽³⁾	⁽²⁾	⁽²⁾
	Azione laterale (serpeggio)	1,00 ⁽³⁾	0,80	0,0

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

(2) Si usano gli stessi coefficienti Ψ adottati per i carichi che provocano dette azioni.

(3) Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti Ψ_0 relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

Figura 5: Ulteriori valori dei coefficienti di combinazione – Tabella 5.2.VII del D.M. 17 gennaio 2018

Conformemente con quanto prescritto al par.5.2.3.1.3 del D.M. 17 gennaio 2018, gli effetti dei carichi verticali dovuti alla presenza dei convogli vanno sempre combinati con le altre azioni derivanti dal traffico ferroviario, adottando i coefficienti indicati nella Tabella 5.2.IV del D.M. 17 gennaio 2018, riportata di seguito.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA POTENZIAMENTO DELLA LINEA VENEZIA TRIESTE					
	Relazione di calcolo pile – impalcato 68m	COMMESSA IZ04	LOTTO 40	CODIFICA R09	DOCUMENTO CLVI0100002	REV. A

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.

Figura 6: Valutazione dei carichi da traffico – Tabella 5.2.IV del D.M. 17 gennaio 2018

Sulla base dei criteri esposti sopra, si riportano nel prospetto di seguito i coefficienti dedotti per ciascuna delle combinazioni di carico adottate nell'analisi strutturale, per i diversi stati limite.

PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA

POTENZIAMENTO DELLA LINEA VENEZIA TRIESTE

**Relazione di calcolo pile –
impalcato 68m**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IZ04	40	R09	CLVIO100002	A	33 di 115

Combinazione	Gruppo	Traffico	G1	G2	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	A_Gk	A_Qk
SLU-Gr.1(N)	Gr.1	(N)	1.35	1.5	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	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	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	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	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	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	1.35	1.5	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	1.35	1.5	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	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	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	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	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	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	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	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	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	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-1	0
SLV-0.3EL+ET	\	\	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	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	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	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	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	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	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	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	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	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	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	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	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	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	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	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	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	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Tabella 2: Combinazioni di carico

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA POTENZIAMENTO DELLA LINEA VENEZIA TRIESTE					
	Relazione di Predimensionamento Pila – impalcati 68m	COMMESSA IZ04	LOTTO 40	CODIFICA R09	DOCUMENTO CL VI01 002	REV. A

I casi di carico che figurano nelle combinazioni sopra riportate, fanno riferimento alle seguenti azioni.

CASI DI CARICO		
Sigla	Tipologia	Descrizione
-	-	-
G1	Carichi permanenti strutturali	Peso proprio travi+soletta
G2 (G2,1+G2,2+G2,3+G2,4)	Carichi permanenti non strutturali	Ballast e armamento-velette-paraballast-canalette e impianti-barriere antirumore
Q3,a B1-SW2	Avviamento treno	Azione di avviamento per treno SW/2 su binario 1
Q3,a B1-LM71	Avviamento treno	Azione di avviamento per treno LM71 su binario 1
Q3,a B2-LM71	Avviamento treno	Azione di avviamento per treno LM71 su binario 2
Q3,f B1-SW2	Frenatura treno	Azione di frenatura per treno SW/2 su binario 1
Q3,f B1-LM71	Frenatura treno	Azione di frenatura per treno LM71 su binario 1
Q3,f B2-LM71	Frenatura treno	Azione di frenatura per treno LM71 su binario 2
Q4 B1-SW2	Azione centrifuga	Azione centrifuga per treno SW/2 su binario 1
Q4 B1-LM71	Azione centrifuga	Azione centrifuga per treno LM71 su binario 1
Q4 B2-LM71	Azione centrifuga	Azione centrifuga per treno LM71 su binario 2
Q5 B1-SW2	Serpeggio	Azione di serpeggio per treno SW/2 su binario 1
Q5 B1-LM71	Serpeggio	Azione di serpeggio per treno LM71 su binario 1
Q5 B2-LM71	Serpeggio	Azione di serpeggio per treno LM71 su binario 2
Q6	Vento	Azione del vento
LM71_B1	Traffico ferroviario	Carico verticale per treno LM71 su binario 1
LM71_B2	Traffico ferroviario	Carico verticale per treno LM71 su binario 2
SW2_B1	Traffico ferroviario	Carico verticale per treno SW/2 su binario 1
A_Gk	Resistenze parassite	Resistenze parassite dei vincoli (aliquota dovuta ai carichi permanenti)

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA POTENZIAMENTO DELLA LINEA VENEZIA TRIESTE					
	Relazione di Predimensionamento Pila – impalcati 68m	COMMESSA IZ04	LOTTO 40	CODIFICA R09	DOCUMENTO CL VI01 002	REV. A

A_Qk	Resistenze parassite	Resistenze parassite dei vincoli (aliquota dovuta ai carichi variabili)
------	----------------------	---

Tabella 3 – Casi di carico

Per quanto riguarda le condizioni di traffico indicate nel prospetto dei coefficienti di combinazioni adottati, queste fanno riferimento rispettivamente a:

- **(N)**: Condizioni di traffico normale (modello di carico LM71 su binario 1 e 2) su entrambe le campate afferenti;
- **(P)**: Condizioni di traffico pesante (modello di carico SW/2 su binario 1 e LM71 su binario 2) su entrambe le campate afferenti;
- **1SW/2**: Condizioni di traffico pesante con un solo binario carico (SW/2 su binario 1) su entrambe le campate afferenti;
- **Max ML**: Condizioni di traffico pesante (SW/2 su binario 1, LM71 su binario 2) solo sulla campata lato appoggi fissi.

Per quanto riguarda i gruppi di carico analizzati, come visibile nel prospetto dei coefficienti di combinazioni adottati, le azioni agenti sull'impalcato sono state combinate secondo i gruppi 1 e 3 (Gr.1-3), che danno luogo a sollecitazioni maggiori per le strutture in elevazione e in fondazione.

Inoltre, in accordo con la Tabella 5.2.V del DM 17.1.2018, 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} .

Per quanto riguarda i coefficienti delle azioni dedotti per le combinazioni di carico eccezionali, si faccia riferimento al Capitolo dedicato.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA POTENZIAMENTO DELLA LINEA VENEZIA TRIESTE					
	Relazione di Predimensionamento Pila – impalcati 68m	COMMESSA IZ04	LOTTO 40	CODIFICA R09	DOCUMENTO CL VI01 002	REV. A

7 CRITERI DI VERIFICA

Le verifiche di sicurezza sono state effettuate sulla base dei criteri definiti nelle vigenti norme tecniche - “Norme tecniche per le costruzioni”- DM 17.1.2018 -, tenendo inoltre conto delle integrazioni riportate nel “Manuale di progettazione delle opere civili” - RFI DTC SI MA IFS 001 A .

In particolare vengono effettuate le verifiche agli stati limite di servizio ed allo stato limite ultimo. Le combinazioni di carico considerate ai fini delle verifiche sono quelle indicate nei precedenti paragrafi.

Si espongono di seguito i criteri di verifica adottati per le verifiche degli elementi strutturali.

7.1 Verifiche agli stati limite di esercizio

7.1.1 Verifica a fessurazione

Le verifiche a fessurazione sono eseguite adottando i criteri definiti nel paragrafo 4.1.2.2.4.5 del DM 17.1.2018, tenendo inoltre conto delle ulteriori prescrizioni riportate nel “Manuale di progettazione delle opere civili”.

Con riferimento alle classi di esposizione delle varie parti della struttura (si veda il paragrafo relativo alle caratteristiche dei materiali impiegati), alle corrispondenti condizioni ambientali ed alla sensibilità delle armature alla corrosione (armature sensibili per gli acciai da precompresso; poco sensibili per gli acciai ordinari), si individua lo stato limite di fessurazione per assicurare la funzionalità e la durata delle strutture, in accordo con il DM 17.1.2018:

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_d	Stato limite	w_d
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

Tabella 4: Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione - Tabella 4.1.IV del DM 17.1.2018

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA POTENZIAMENTO DELLA LINEA VENEZIA TRIESTE					
	Relazione di Predimensionamento Pila – impalcati 68m	COMMESSA IZ04	LOTTO 40	CODIFICA R09	DOCUMENTO CL VI01 002	REV. A

Nella Tabella sopra riportata, $w_1=0.2\text{mm}$, $w_2=0.3\text{mm}$; $w_3=0.4\text{mm}$.

Più restrittivi risultano i limiti di apertura delle fessure riportati nel “Manuale di progettazione delle opere civili”. L’apertura convenzionale delle fessure, calcolata con la combinazione caratteristica (rara) per gli SLE, deve risultare:

Si assume pertanto per tutti gli elementi strutturali analizzati nel presente documento:

- *Stato limite di fessurazione*: $w_d \leq w_1 = 0.2 \text{ mm}$ - combinazione di carico rara

In accordo con la vigente normativa, il valore di calcolo di apertura delle fessure w_d è dato da:

$$w_d = 1,7 w_m$$

dove w_m rappresenta l’ampiezza media delle fessure calcolata come prodotto della deformazione media delle barre d’armatura ε_{sm} per la distanza media tra le fessure Δ_{sm} :

$$w_m = \varepsilon_{sm} \Delta_{sm}$$

Per il calcolo di ε_{sm} e Δ_{sm} vanno utilizzati i criteri consolidati riportati nella letteratura tecnica.

7.1.2 Verifica delle tensioni in esercizio

Valutate le azioni interne nelle varie parti della struttura, dovute alle combinazioni caratteristica e quasi permanente delle azioni, si calcolano le massime tensioni sia nel calcestruzzo sia nelle armature; si verifica che tali tensioni siano inferiori ai massimi valori consentiti, di seguito riportati.

Le prescrizioni riportate di seguito fanno riferimento al par. 2.5.1.8.3.2.1 del “Manuale di progettazione delle opere civili”.

La massima tensione di compressione del calcestruzzo σ_c , deve rispettare la limitazione seguente:

	PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA POTENZIAMENTO DELLA LINEA VENEZIA TRIESTE					
Relazione di Predimensionamento Pila – impalcati 68m	COMMESSA IZ04	LOTTO 40	CODIFICA R09	DOCUMENTO CL VI01 002	REV. A	FOGLIO 38 di 115

$\sigma_c < 0,55 f_{ck}$ per combinazione caratteristica (rara)

$\sigma_c < 0,40 f_{ck}$ per combinazione quasi permanente.

Per l'acciaio ordinario, la tensione massima σ_s per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica deve rispettare la limitazione seguente:

$\sigma_s < 0,75 f_{yk}$

dove f_{yk} per armatura ordinaria è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio.

	PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA					
	POTENZIAMENTO DELLA LINEA VENEZIA TRIESTE					
Relazione di Predimensionamento Pila – impalcati 68m	COMMESSA IZ04	LOTTO 40	CODIFICA R09	DOCUMENTO CL VI01 002	REV. A	FOGLIO 39 di 115

7.2 Verifiche agli stati limite ultimi

7.2.1 Sollecitazioni flettenti

La verifica di resistenza (SLU) è stata condotta attraverso il calcolo dei domini di interazione N-M, ovvero il luogo dei punti rappresentativi di sollecitazioni che portano in crisi la sezione di verifica secondo i criteri di resistenza da normativa.

Nel calcolo dei domini sono state mantenute le consuete ipotesi, tra cui:

- conservazione delle sezioni piane;
- legame costitutivo del calcestruzzo parabolo-rettangolo non reagente a trazione, con plateau ad una deformazione pari a 0.002 e a rottura pari a 0.0035 ($\sigma_{\max} = 0.85 \times 0.83 \times R_{ck} / 1.5$);
- legame costitutivo dell'armatura d'acciaio elastico-perfettamente plastico con deformazione limite di rottura a 0.01 ($\sigma_{\max} = f_{yk} / 1.15$)

7.2.2 Sollecitazioni taglianti

La resistenza a taglio V_{Rd} di elementi sprovvisti di specifica armatura è stata calcolata sulla base della resistenza a trazione del calcestruzzo.

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio si valuta con:

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

con:

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$v_{\min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

e dove:

d è l'altezza utile della sezione (in mm);

$\rho_1 = A_{sl} / (b_w \cdot x_d)$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ($\leq 0,02$);

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$ è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0,2 f_{cd}$);

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA POTENZIAMENTO DELLA LINEA VENEZIA TRIESTE					
	Relazione di Predimensionamento Pila – impalcati 68m	COMMESSA IZ04	LOTTO 40	CODIFICA R09	DOCUMENTO CL VI01 002	REV. A

b_w è la larghezza minima della sezione (in mm).

La resistenza a taglio V_{Rd} di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio deve essere valutata sulla base di una adeguata schematizzazione a traliccio. Gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono: le armature trasversali, le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo e i puntoni d'anima inclinati. L'inclinazione θ dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:

$$1 \leq \text{ctg}\theta \leq 2.5$$

La verifica di resistenza (SLU) si pone con:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

dove V_{Ed} è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a "taglio trazione" è stata calcolata con:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a "taglio compressione" è stata calcolata con:

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$$

La resistenza al taglio della trave è la minore delle due sopra definite:

$$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

In cui:

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA POTENZIAMENTO DELLA LINEA VENEZIA TRIESTE					
	Relazione di Predimensionamento Pila – impalcati 68m	COMMESSA IZ04	LOTTO 40	CODIFICA R09	DOCUMENTO CL VI01 002	REV. A

- d è l'altezza utile della sezione;
- b_w è la larghezza minima della sezione;
- σ_{cp} è la tensione media di compressione della sezione;
- A_{sw} è l'area dell'armatura trasversale;
- S è l'interasse tra due armature trasversali consecutive;
- θ è l'angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;
- f'_{cd} è la resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ($f'_{cd}=0.5f_{cd}$);
- α è un coefficiente maggiorativo, pari ad 1 per membrature non compresse.

8 CRITERI DI MODELLAZIONE

8.1 modello strutturale di analisi

Conformemente con quanto prescritto nel par.7.9.4.1 del DM 17.1.2018, risulta applicabile, nel caso in esame di ponte a travate semplicemente appoggiate, per entrambe le direzioni di verifica della pila (longitudinale e trasversale rispetto all'asse del viadotto), un'analisi statica lineare, sviluppata riconducendo la pila allo schema di oscillatore semplice con incastro alla base, a quota estradosso plinto di fondazione.

L'analisi prevede l'applicazione sulla pila di forze statiche equivalenti alle forze di inerzia indotte dall'azione sismica. L'entità di queste forze si ottiene desumendo l'accelerazione corrispondente al periodo della pila nella direzione considerata dallo spettro elastico/di progetto. 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:

$$T_1 = 2 \pi \sqrt{M/K}$$

in cui la massa M, da considerare concentrata in testa alla pila, in corrispondenza dell'impalcato, vale la massa di impalcato afferente alla pila, più la massa della metà superiore della pila (massa efficace) e K consiste nella rigidezza laterale della pila nella direzione considerata.

La massa efficace della pila non risulta superiore ad 1/5 della massa di impalcato da essa portata, requisito necessario per l'applicabilità dell'analisi statica lineare.

	PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA					
	POTENZIAMENTO DELLA LINEA VENEZIA TRIESTE					
Relazione di Predimensionamento Pila – impalcati 68m	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	IZ04	40	R09	CL VI01 002	A	42 di 115

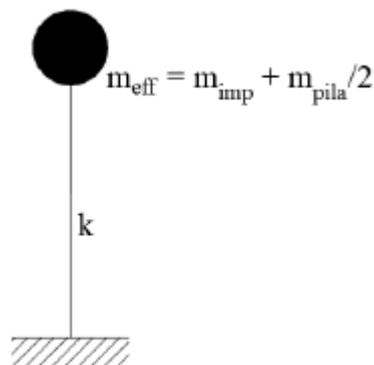


Figura 7: Modello della pila ad oscillatore semplice

Per tener conto dell'influenza della fessurazione sulla rigidezza, in accordo con il par.7.2.6 del DM 17.1.2018, si è considerato un abbattimento del modulo elastico pari al 50%, rispetto al valore iniziale E_{cm} con conseguente abbattimento delle rigidzze flessionali della pila nelle due direzioni e corrispondente aumento dei periodi di vibrazione. Questa condizione rappresenta lo scenario più gravoso per la struttura in esame: in condizioni iniziali non fessurate, le pile sono caratterizzate da rigidzze 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 prossime o uguali a quelle di massima amplificazione (plateau dello spettro di risposta). In definitiva, in questo ramo dello spettro, un aumento del periodo di vibrazione, legato ad un abbattimento della rigidezza, comporta un aumento dell'accelerazione sismica considerata.

Inoltre, secondo quanto anticipato nel paragrafo relativo alle azioni sismiche, la valutazione degli effetti dell'azione sismica viene effettuata considerando uno spettro di progetto, ottenuto 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 nel caso della verifica degli apparecchi di appoggio e per la valutazione delle azioni in fondazione; si rimanda ai relativi paragrafi per approfondimenti in merito all'applicazione del criterio di gerarchia delle resistenze per i diversi elementi strutturali.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA POTENZIAMENTO DELLA LINEA VENEZIA TRIESTE					
	Relazione di Predimensionamento Pila – impalcati 68m	COMMESSA IZ04	LOTTO 40	CODIFICA R09	DOCUMENTO CL VI01 002	REV. A

Si ribadisce inoltre che per la valutazione delle masse sismiche del viadotto, oltre alla massa efficace dell'impalcato e della pila, è stata considerata anche un'aliquota pari al 20% del carico dovuto al transito dei mezzi.

Nel paragrafo relativo all'analisi dei risultati si riportano tutte le valutazioni effettuate per l'analisi sismica della pila in esame, sia in ipotesi di sezione fessurata che non fessurata, con riferimento allo spettro elastico ($q=1$) e allo spettro di progetto ($q=1.5$).

Oltre alle sollecitazioni destinate in condizioni sismiche, desunte seguendo i criteri sopra elencati, le sollecitazioni di verifica della pila indotte in condizioni statiche, sono state determinate a partire dai valori delle azioni trasmesse dagli impalcati afferenti, alla quota degli apparecchi di appoggio. Queste sono state trasportate in corrispondenza della testa della pila per le singole condizioni di carico e quindi alla base della pila, facendo riferimento a uno schema a mensola.

9 ANALISI DEI RISULTATI: SOLLECITAZIONI E VERIFICHE DELLA PILA

Nei paragrafi successivi si esibiscono le sollecitazioni e le verifiche strutturali relative al fusto della pila in esame.

I dati identificativi della pila di cui si mostrano le verifiche strutturali, sono sintetizzati nel prospetto di seguito.

	VI. X	-	WBS viadotto
	P 2	-	Numero pila
Sigla geometria	B		Codice pila per tipologia geometria
Sigla impalcati afferenti	16	-	Codice pila per tipologia impalcati afferenti
H_p	14.00	m	Altezza pila

Si riportano di seguito la sintesi delle proprietà geometriche e meccaniche delle pile di calcolo, nonché le valutazioni effettuate per l'analisi sismica, sia in ipotesi di sezione fessurata che non fessurata, con riferimento allo spettro elastico ($q=1$) e allo spettro di

	PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA POTENZIAMENTO DELLA LINEA VENEZIA TRIESTE					
Relazione di Predimensionamento Pila – impalcati 68m	COMMESSA IZ04	LOTTO 40	CODIFICA R09	DOCUMENTO CL VI01 002	REV. A	FOGLIO 44 di 115

progetto ($q=1.5$): come anticipato nei criteri di modellazione, l'analisi è stata sviluppata riconducendo la pila allo schema di oscillatore semplice con incastro alla base.

PROPRIETA' MECCANICHE E GEOMETRICHE PILA

	VI. X	-	WBS viadotto
	P 2	-	Numero pila
Sigla pila	B	-	Tipologia pila per geometria
H _p	14.0	m	Altezza pila
γ	25	kN/m ³	Peso per unità di volume
f _{ck}	32	MPa	Resistenza caratteristica cilindrica a 28 giorni
s	2.70	m	Altezza sezione piena estremità superiore pila
s*	0.7	m	Altezza protuberanze pila
A	23.75	m ²	Sezione trasversale fusto pila
A _{sup}	81.42	m ²	Sezione trasversale estremità superiore pila
A _{sup} *	30.09	m ²	Sezione protuberanze testa pila (2 totali)
I _y	4.49E+13	mm ⁴	Inerzia mensola direzione trasversale
I _z	4.49E+13	mm ⁴	Inerzia mensola longitudinale
E	33346	MPa	Modulo di elasticità
K _T	1637637	N/mm	Rigidezza flessionale direzione trasversale
K _L	1637637	N/mm	Rigidezza flessionale direzione longitudinale
K _{T,fess}	818818	N/mm	Rigidezza flessionale in condizioni fessurate direzione trasversale
K _{L,fess}	818818	N/mm	Rigidezza flessionale in condizioni fessurate direzione longitudinale
P _{pila_tot}	12732	kN	Peso proprio pila (include l'eventuale magrone di riempimento)
P _{sup.pila}	9377	kN	Peso proprio della metà superiore della pila (Peso metà fusto+Peso pulvino)
P _{inf.pila}	3355	kN	Peso proprio della metà inferiore della pila (Peso metà fusto)
m _{pila_tot}	1298	kN/m/s ²	Massa pila
m _{sup.pila}	956	kN/m/s ²	Massa della metà superiore della pila
m _{inf.pila}	342	kN/m/s ²	Massa della metà inferiore della pila

CALCOLO MASSA EFFICACE PILA/IMPALCATO

Sigla impalcato afferenti	16	-	
<u>Direzione longitudinale</u>			
P _{impalcato}	11620	kN	Peso dell'impalcato (travi+soletta)
P _{permanenti portati}	12000	kN	Carichi permanenti portati totali
P _{traffico ferroviario}	17700	kN	Carico ferroviario
0.2xP _{traffico ferroviario}	3540	kN	20% del carico dovuto al transito dei mezzi
m _{impalcato}	2770	kN/m/s ²	Massa impalcato (PP+PERM.+0.2ACC) - direzione longitudinale
m_{efficace tot - longitudinale}	3736	kN/m/s²	Massa efficace pila sup.+impalcato - direzione longitudinale
<u>Direzione trasversale</u>			
P _{impalcato}	11620	kN	Peso dell'impalcato (travi+soletta)
P _{permanenti portati}	12000	kN	Carichi permanenti portati totali
P _{traffico ferroviario}	17700	kN	Carico ferroviario
0.2xP _{traffico ferroviario}	3540	kN	20% del carico dovuto al transito dei mezzi
m _{impalcato}	2770	kN/m/s ²	Massa impalcato (PP+PERM.+0.2ACC) - direzione trasversale
m_{efficace tot - trasversale}	3736	kN/m/s²	Massa efficace pila sup.+impalcato - direzione trasversale

PARAMETRI SPETTRALI

a _g	0.185	g	PGA
S _S	1.413		Coefficiente stratigrafico
a _g (T=0)	0.261	g	Accelerazione spettrale al suolo (a _g *S)

CALCOLO PERIODO DI VIBRAZIONE PILA IN DIREZIONE LONGITUDINALE

Ipotesi sezione non fessurata ($E = E_m$)

TL 0.300 s Periodo di vibrazione

Spettro di progetto ($q = 1.5$)

ag(T) 0.451 g Accelerazione spettrale in direzione longitudinale ($q=1.5$)

FL 16518 kN Taglio longitudinale base pila

ML 231249 kNm Flessione nel piano parallelo all'asse longitudinale dell'impalcato

Spettro elastico ($q = 1$)

ag(T) 0.676 g Accelerazione spettrale in direzione longitudinale ($q=1$)

FL 24777 kN Taglio longitudinale

ML 346874 kNm Flessione nel piano parallelo all'asse longitudinale dell'impalcato

Ipotesi sezione fessurata ($E_f = 0.5E$)

TL_{fess} 0.424 s

Spettro di progetto ($q = 1.5$)

ag(T) 0.451 g Accelerazione spettrale in direzione longitudinale ($q=1.5$)

FL 16518 kN Taglio longitudinale base pila

ML 231249 kNm Flessione nel piano parallelo all'asse longitudinale dell'impalcato

Spettro elastico ($q = 1$)

ag(T) 0.676 g Accelerazione spettrale in direzione longitudinale ($q=1$)

Fi,sup 24777 kN Forza di inerzia parte superiore

Fi,inf 5894 kN Forza di inerzia parte inferiore

FL 30671 kN Taglio longitudinale intradosso plinto

ML 430045 kNm Flessione nel piano parallelo all'asse longitudinale dell'impalcato

CALCOLO PERIODO DI VIBRAZIONE PILA IN DIREZIONE TRASVERSALE

Ipotesi sezione non fessurata ($E = E_m$)

Tt 0.300 s

Spettro di progetto ($q = 1.5$)

ag(T) 0.451 g Accelerazione spettrale in direzione trasversale ($q=1.5$)

FT 16518 kN Taglio trasversale

MT 231249 kNm Flessione nel piano ortogonale all'asse longitudinale dell'impalcato

Spettro elastico ($q = 1$)

ag(T) 0.676 g Accelerazione spettrale in direzione longitudinale ($q=1$)

FT 24777 kN Taglio trasversale

MT 346874 kNm Flessione nel piano ortogonale all'asse longitudinale dell'impalcato

Ipotesi sezione fessurata ($E_f = 0.5E$)

TT_{fess} 0.424

Spettro di progetto ($q = 1.5$)

ag(T) 0.451 g Accelerazione spettrale in direzione trasversale ($q=1.5$)

FT 16518 kN Taglio trasversale

MT 231249 kNm Flessione nel piano ortogonale all'asse longitudinale dell'impalcato

Spettro elastico ($q = 1$)

ag(T) 0.676 g Accelerazione spettrale in direzione trasversale ($q=1$)

Fi,sup 24777 kN Forza di inerzia parte superiore

Fi,inf 5894 kN Forza di inerzia parte inferiore

FT 30671 kN Taglio trasversale

MT 430045 kNm Flessione nel piano ortogonale all'asse longitudinale dell'impalcato

	<p>PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA</p> <p>POTENZIAMENTO DELLA LINEA VENEZIA TRIESTE</p>					
<p>Relazione di Predimensionamento Pila – impalcati 68m</p>	<p>COMMESSA</p> <p>IZ04</p>	<p>LOTTO</p> <p>40</p>	<p>CODIFICA</p> <p>R09</p>	<p>DOCUMENTO</p> <p>CL VI01 002</p>	<p>REV.</p> <p>A</p>	<p>FOGLIO</p> <p>47 di 115</p>

9.1 SOLLECITAZIONI AGENTI

Si riporta di seguito la sintesi degli scarichi espletati dagli appoggi d'impalcato sulla pila, relativamente ai due lati, fisso e mobile, per ciascuna delle condizioni di carico elementari analizzate. Le grandezze che figurano nella Tabella di seguito fanno riferimento alle seguenti azioni trasmesse dagli appoggi:

N: Reazione verticale (positiva, se diretta verso l'alto)

Ht: Reazione orizzontale, in direzione trasversale rispetto all'asse del viadotto

Hl: Reazione orizzontale, in direzione parallela all'asse del viadotto

CASI DI CARICO		APPOGGIO 1			APPOGGIO 2		
Sigla	Tipologia	N	Ht	HI	N	Ht	HI
-	-	kN	kN	kN	kN	kN	kN
G1	Carichi permanenti strutturali	2905.0	0.0	0.0	2905.0	0.0	0.0
G2 (G2,1+G2,2+G2,3+G2,4)	Carichi permanenti non strutturali	3000.0	0.0	0.0	3000.0	0.0	0.0
Q3,a B1-SW2	Aviamento treno	-75.0	0.0	0.0	-75.0	40.0	1070.0
Q3,a B1-LM71	Aviamento treno	-100.0	0.0	0.0	-100.0	40.0	1180.0
Q3,a B2-LM71	Aviamento treno	100.0	0.0	0.0	100.0	40.0	-1180.0
Q3,f B1-SW2	Frenatura treno	175.0	0.0	0.0	175.0	-80.0	-2600.0
Q3,f B1-LM71	Frenatura treno	150.0	0.0	0.0	150.0	-50.0	-1630.0
Q3,f B2-LM71	Frenatura treno	-150.0	0.0	0.0	-150.0	-50.0	1630.0
Q4 B1-SW2	Azione centrifuga	-350.0	0.0	0.0	450.0	470.0	0.0
Q4 B1-LM71	Azione centrifuga	-450.0	0.0	0.0	550.0	540.0	0.0
Q4 B2-LM71	Azione centrifuga	-550.0	0.0	0.0	450.0	540.0	0.0
Q5 B1-SW2	Serpeggio	-50.0	0.0	0.0	100.0	110.0	0.0
Q5 B1-LM71	Serpeggio	-100.0	0.0	0.0	100.0	120.0	0.0
Q5 B2-LM71	Serpeggio	-100.0	0.0	0.0	100.0	120.0	0.0
Q6	Vento	-400.0	0.0	0.0	450.0	710.0	0.0
LM71_B1	Traffico ferroviario	1600.0	0.0	0.0	2400.0	0.0	0.0
LM71_B2	Traffico ferroviario	2750.0	0.0	0.0	1250.0	0.0	0.0
SW2_B1	Traffico ferroviario	1000.0	0.0	0.0	3850.0	0.0	0.0
A_Gk	Resistenze parassite	0.0	260.0	0.0	0.0	0.0	850.0
A_Qk	Resistenze parassite	0.0	60.0	0.0	0.0	0.0	280.0

Tabella 5: Scarichi espletati dagli appoggi per le singole condizioni di carico – **Lato fisso**

CASI DI CARICO		APPOGGIO 3			APPOGGIO 4		
Sigla	Tipologia	N	Ht	HI	N	Ht	HI
-	-	kN	kN	kN	kN	kN	kN
G1	Carichi permanenti strutturali	2905.0	0.0	0.0	2905.0	0.0	0.0
G2 (G2,1+G2,2+G2,3+G2,4)	Carichi permanenti non strutturali	3000.0	0.0	0.0	3000.0	0.0	0.0
Q3,a B1-SW2	Aviamento treno	75.0	0.0	0.0	75.0	-40.0	0.0
Q3,a B1-LM71	Aviamento treno	100.0	0.0	0.0	100.0	-40.0	0.0
Q3,a B2-LM71	Aviamento treno	-100.0	0.0	0.0	-100.0	-40.0	0.0
Q3,f B1-SW2	Frenatura treno	-175.0	0.0	0.0	-175.0	80.0	0.0
Q3,f B1-LM71	Frenatura treno	-150.0	0.0	0.0	-150.0	50.0	0.0
Q3,f B2-LM71	Frenatura treno	150.0	0.0	0.0	150.0	50.0	0.0
Q4 B1-SW2	Azione centrifuga	-350.0	0.0	0.0	450.0	470.0	0.0
Q4 B1-LM71	Azione centrifuga	-450.0	0.0	0.0	550.0	540.0	0.0
Q4 B2-LM71	Azione centrifuga	-550.0	0.0	0.0	450.0	540.0	0.0
Q5 B1-SW2	Serpeggio	-50.0	0.0	0.0	100.0	110.0	0.0
Q5 B1-LM71	Serpeggio	-100.0	0.0	0.0	100.0	120.0	0.0
Q5 B2-LM71	Serpeggio	-100.0	0.0	0.0	100.0	120.0	0.0
Q6	Vento	-400.0	0.0	0.0	450.0	710.0	0.0
LM71_B1	Traffico ferroviario	1600.0	0.0	0.0	2400.0	0.0	0.0
LM71_B2	Traffico ferroviario	2750.0	0.0	0.0	1250.0	0.0	0.0
SW2_B1	Traffico ferroviario	1000.0	0.0	0.0	3850.0	0.0	0.0
A_Gk	Resistenze parassite	0.0	260.0	260.0	0.0	260.0	260.0
A_Qk	Resistenze parassite	0.0	60.0	60.0	0.0	110.0	110.0

Tabella 6: Scarichi espletati dagli appoggi per le singole condizioni di carico – **Lato mobile**

	PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA POTENZIAMENTO DELLA LINEA VENEZIA TRIESTE					
Relazione di Predimensionamento Pila – impalcati 68m	COMMESSA IZ04	LOTTO 40	CODIFICA R09	DOCUMENTO CL VI01 002	REV. A	FOGLIO 50 di 115

Si riporta di seguito la sintesi delle sollecitazioni indotte nella sezione a quota testa pila, desunte dagli scarichi espletati dagli appoggi. I momenti flettenti nei due piani di verifica sono ricavati tenendo in considerazione le eccentricità, rispetto all'asse pila, dei singoli appoggi su ciascun lato, in direzione longitudinale e in direzione trasversale.

I tagli agenti in condizioni sismiche, riportati nella seguente Tabella sono ricavati, come anticipato in precedenza, dallo schema di oscillatore semplice, considerando lo spettro di risposta di progetto.

Le grandezze che figurano nelle Tabelle riportate di seguito fanno riferimento al seguente gruppo di sollecitazioni:

N: Sforzo normale (negativo, se di compressione)

Ht: Taglio in direzione trasversale rispetto all'asse del viadotto

Hl: Taglio in direzione parallela all'asse del viadotto

Mt: Momento flettente che produce flessione nel piano ortogonale all'asse del viadotto

Ml: Momento flettente che produce flessione nel piano parallelo all'asse del viadotto

Combinazioni di carico	SOLLECITAZIONI TESTA PILA				
	N	Ht	HI	Mt	MI
-	kN	kN	kN	kNm	kNm
SLU-Gr.1(N)	-56977	6493	4539	32946	453
SLU-Gr.3(N)	-56977	4579	6577	15198	906
SLU-Gr.1(P)	-59587	6261	5243	59568	498
SLU-Gr.3(P)	-59515	4463	7983	43669	997
SLU-Gr.1-1SW/2	-48277	4180	4061	64005	317
SLU-Gr.3-1SW/2	-48060	3339	5946	56980	634
SLU-Gr.1-MaxML(P)	-46138	4057	4091	33686	8315
SLU-Gr.3-MaxML(P)	-45776	3129	6832	25736	8541
SLU-Gr.1(N)-Gk=1.00	-46910	6220	4060	32946	453
SLU-Gr.3(N)-Gk=1.00	-46910	4306	6097	15198	906
SLU-Gr.1(P)-Gk=1.00	-49520	5988	4763	59568	498
SLU-Gr.3(P)-Gk=1.00	-49448	4190	7504	43669	997
SLU-Gr.1-1SW/2-Gk=1.00	-38210	3907	3581	64005	317
SLU-Gr.3-1SW/2-Gk=1.00	-37993	3066	5466	56980	634
SLU-Gr.1-MaxML(P)-Gk=1.00	-36071	3740	3997	33686	8315
SLU-Gr.3-MaxML(P)-Gk=1.00	-35709	2812	6737	25736	8541
SLV-EL+0.3ET	-22860	4955	16518	0	0
SLV-0.3EL+ET	-22883	16518	4955	0	0
SLE-C-Gr.1(N)	-39680	4502	3225	22542	313
SLE-C-Gr.3(N)	-39680	3182	4630	10302	625
SLE-C-Gr.1(P)	-41480	4342	3710	40902	344
SLE-C-Gr.3(P)	-41430	3102	5600	29937	688
SLE-C-Gr.3-1SW/2	-33530	2327	4195	39117	438
SLE-C-Gr.1-MaxML (P)	-32205	2792	3020	23052	5734
SLE-C-Gr.3-MaxML (P)	-31955	2152	4910	17570	5891
SLE-F-Gr.1(N)	-36420	3076	2854	13872	250
SLE-F-Gr.3(N)	-36420	2020	3978	4080	500
SLE-F-Gr.1(P)	-37860	2948	3242	28560	275
SLE-F-Gr.3(P)	-37820	1956	4754	19788	550
SLE-F-Gr.1-1SW/2	-31620	1800	2590	31008	175
SLE-F-Gr.3-1SW/2	-31500	1336	3630	27132	350
SLE-F-Gr.1-MaxML (P)	-30440	1708	2586	14280	4588
SLE-F-Gr.3-MaxML (P)	-30240	1196	4098	9894	4713
SLE-QP	-23620	0	0	0	0

Tabella 7: Sollecitazioni nella sezione a quota testa pila

	PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA POTENZIAMENTO DELLA LINEA VENEZIA TRIESTE					
Relazione di Predimensionamento Pila – impalcati 68m	COMMESSA IZ04	LOTTO 40	CODIFICA R09	DOCUMENTO CL VI01 002	REV. A	FOGLIO 52 di 115

Il calcolo delle massime sollecitazioni agenti a quota spiccato plinto è stato effettuato trasportando le azioni relative alla sezione di testa pila e considerando i carichi aggiuntivi relativi al peso proprio della pila e all'azione del vento sulla pila.

Di seguito se ne riporta una sintesi.

Le grandezze che figurano nelle Tabelle riportate di seguito fanno riferimento al medesimo gruppo di sollecitazioni individuato in precedenza per la sezione a quota testa pila.

Combinazioni di carico	SOLLECITAZIONI BASE PILA				
	N	Ht	HI	Mt	MI
-	kN	kN	kN	kNm	kNm
SLU-Gr.1(N)	-74165	6666	4713	125054	65215
SLU-Gr.3(N)	-74165	4752	6750	80510	94190
SLU-Gr.1(P)	-76775	6434	5416	148428	75106
SLU-Gr.3(P)	-76702	4636	8156	107357	113972
SLU-Gr.1-1SW/2	-65465	4353	4234	123734	58380
SLU-Gr.3-1SW/2	-65247	3512	6119	104935	85088
SLU-Gr.1-MaxML(P)	-63326	4230	4264	91689	66802
SLU-Gr.3-MaxML(P)	-62964	3302	7005	70748	105395
SLU-Gr.1(N)-Gk=1.00	-59642	6393	4233	121232	58502
SLU-Gr.3(N)-Gk=1.00	-59642	4479	6270	76688	87477
SLU-Gr.1(P)-Gk=1.00	-62252	6161	4936	144606	68393
SLU-Gr.3(P)-Gk=1.00	-62179	4363	7677	103535	107259
SLU-Gr.1-1SW/2-Gk=1.00	-50942	4080	3755	119912	51667
SLU-Gr.3-1SW/2-Gk=1.00	-50724	3239	5640	101113	78375
SLU-Gr.1-MaxML(P)-Gk=1.00	-48803	3913	4170	87258	65479
SLU-Gr.3-MaxML(P)-Gk=1.00	-48441	2985	6910	66317	104072
SLV-EL+0.3ET	-35592	4955	16518	90795	234562
SLV-0.3EL+ET	-35615	16518	4955	301102	70369
SLE-C-Gr.1(N)	-52412	4618	3341	86379	46271
SLE-C-Gr.3(N)	-52412	3298	4746	55659	66254
SLE-C-Gr.1(P)	-54212	4458	3826	102499	53092
SLE-C-Gr.3(P)	-54162	3218	5716	74174	79896
SLE-C-Gr.3-1SW/2	-46262	2443	4311	72504	59976
SLE-C-Gr.1-MaxML (P)	-44937	2908	3136	62949	48823
SLE-C-Gr.3-MaxML (P)	-44687	2268	5026	48506	75439
SLE-F-Gr.1(N)	-49152	3076	2854	56936	40206
SLE-F-Gr.3(N)	-49152	2020	3978	32360	56192
SLE-F-Gr.1(P)	-50592	2948	3242	69832	45663
SLE-F-Gr.3(P)	-50552	1956	4754	47172	67106
SLE-F-Gr.1-1SW/2	-44352	1800	2590	56208	36435
SLE-F-Gr.3-1SW/2	-44232	1336	3630	45836	51170
SLE-F-Gr.1-MaxML (P)	-43172	1708	2586	38192	40792
SLE-F-Gr.3-MaxML (P)	-42972	1196	4098	26638	62085
SLE-QP	-36352	0	0	0	0

Tabella 8: Sollecitazioni nella sezione di spiccato

	PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA POTENZIAMENTO DELLA LINEA VENEZIA TRIESTE					
	Relazione di Predimensionamento Pila – impalcati 68m	COMMESSA IZ04	LOTTO 40	CODIFICA R09	DOCUMENTO CL VI01 002	REV. A

9.2 VERIFICA DEL FUSTO

Le verifiche strutturali allo stato limite ultimo e allo stato limite di esercizio sono state svolte, seguendo i criteri esposti in precedenza, con il codice di calcolo RC-SEC, per ciascuna delle combinazioni di carico considerate.

La sezione di verifica è quella relativa allo spiccato della pila (quota estradosso plinto).

L'armatura longitudinale del fusto della pila prevede ferri distribuiti lungo il perimetro, sia lungo il lato interno che quello esterno.

Armatura longitudinale: 480 D30 primo strato 160+160 D30 accoppiati

Secondo strato 160 D30

Armatura a Taglio D14/10

Le grandezze che figurano nelle verifiche riportate di seguito fanno riferimento al seguente gruppo di sollecitazioni:

N: Sforzo normale (positivo, se di compressione)

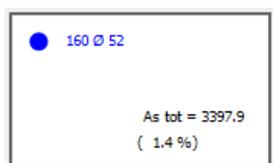
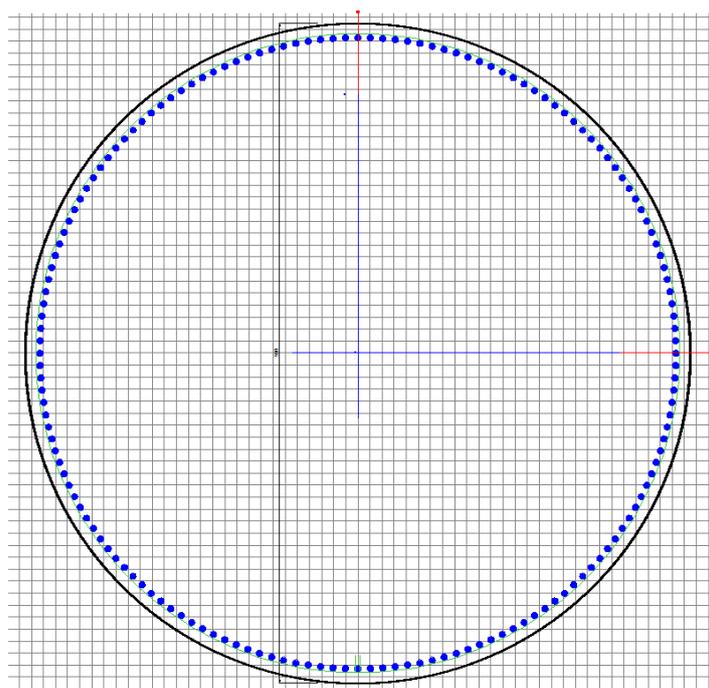
Vx: Taglio in direzione trasversale rispetto all'asse del viadotto

Vy: Taglio in direzione parallela all'asse del viadotto

My: Momento flettente che produce flessione nel piano ortogonale all'asse del viadotto

Mx: Momento flettente che produce flessione nel piano parallelo all'asse del viadotto

Di seguito le verifiche strutturali relative alla sezione di spiccato della pila.



D52 = diametro equivalente 3xD30

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Diametro sezione: 550.0 cm
 Barre circonferenza: 160+160+160Ø30 (3397.9 cm²)
 Coprif.(dal baric. barre): 12.0cm

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

	N	Mx	Vy	MT
N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)			
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione			
VY	Taglio [kN] in direzione parallela all'asse Y del riferim. generale			
MT	Momento torcente [kN m]			
N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	36615.00	309215.48	17245.18	0.00

RISULTATI DEL CALCOLO

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA POTENZIAMENTO DELLA LINEA VENEZIA TRIESTE					
	Relazione di Predimensionamento Pila – impalcati 68m	COMMESSA IZ04	LOTTO 40	CODIFICA R09	DOCUMENTO CL VI01 002	REV. A

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale baricentrico assegnato [kN] (positivo se di compressione)
Mx	Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x baricentrico
N Ult	Sforzo normale alla massima resistenza [kN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx rd	Momento resistente ultimo [kNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N rd, Mx rd) e (N, Mx) Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000
Yn	Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez.
As Tot.	Area complessiva armature long. pilastro [cm ²]. (tra parentesi l'area minima di normativa)

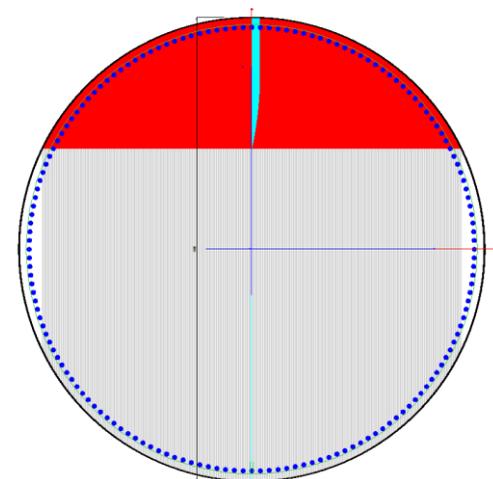
N°Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tot.
1	S	36615.00	309215.48	36614.98	345903.47	1.119	119.5	---	---	3397.9 (712.7)

Resistenza Fless.Composta: Misura sic.=1.12 [OK se > 1.0]

DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00350	275.0	0.00323	263.0	-0.00861	-263.0



ARMATURE A TAGLIO E/O TORSIONE DI INVILUPPO PER LE COMBINAZIONI ASSEGNATE

Diametro staffe/legature: 16 mm

Relazione di Predimensionamento

Pila – impalcati 68m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IZ04	40	R09	CL VI01 002	A	57 di 115

Passo staffe: 10.0 cm [Passo massimo di normativa = 25.0 cm]

N.Bracci staffe: 4

Area staffe/m : 80.4 cm²/m [Area Staffe Minima NTC = 2.3 cm²/m]

VERIFICHE A TAGLIO

Ver	S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata
Ved	Taglio agente [kN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
Vrd	Taglio resistente [kN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC]
Vcd	Taglio compressione resistente [kN] lato calcestruzzo [formula (4.1.28)NTC]
Vwd	Taglio trazione resistente [kN] assorbito dalle staffe [formula (4.1.27)NTC]
bw z	Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro Braccio coppia interna
Ctg	Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast	Area staffe/metro strettamente necessaria per taglio e torsione [cm ² /m]

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	bw z	Ctg	Acw	ASt
1	S	17245.18	70497.91	32794.97	482.0 416.8	2.500	1.082	42.3

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA POTENZIAMENTO DELLA LINEA VENEZIA TRIESTE					
	Relazione di Predimensionamento Pila – impalcati 68m	COMMESSA IZ04	LOTTO 40	CODIFICA R09	DOCUMENTO CL VI01 002	REV. A

ANALISI DEI RISULTATI: SOLLECITAZIONI E VERIFICHE DEL SISTEMA DI FONDAZIONE

Nei paragrafi successivi si forniscono le sollecitazioni e le verifiche strutturali relative al sistema di fondazione.

9.3 SOLLECITAZIONI AGENTI

Di seguito sono sintetizzate le sollecitazioni ad intradosso plinto ricavate per ciascuna delle combinazioni di carico considerate.

Combinazioni di carico	SOLLECITAZIONI BASE PILA				
	N	Ht	HI	Mt	MI
-	kN	kN	kN	kNm	kNm
SLU-Gr.1(N)	-74165	6666	4713	125054	65215
SLU-Gr.3(N)	-74165	4752	6750	80510	94190
SLU-Gr.1(P)	-76775	6434	5416	148428	75106
SLU-Gr.3(P)	-76702	4636	8156	107357	113972
SLU-Gr.1-1SW/2	-65465	4353	4234	123734	58380
SLU-Gr.3-1SW/2	-65247	3512	6119	104935	85088
SLU-Gr.1-MaxML(P)	-63326	4230	4264	91689	66802
SLU-Gr.3-MaxML(P)	-62964	3302	7005	70748	105395
SLU-Gr.1(N)-Gk=1.00	-59642	6393	4233	121232	58502
SLU-Gr.3(N)-Gk=1.00	-59642	4479	6270	76688	87477
SLU-Gr.1(P)-Gk=1.00	-62252	6161	4936	144606	68393
SLU-Gr.3(P)-Gk=1.00	-62179	4363	7677	103535	107259
SLU-Gr.1-1SW/2-Gk=1.00	-50942	4080	3755	119912	51667
SLU-Gr.3-1SW/2-Gk=1.00	-50724	3239	5640	101113	78375
SLU-Gr.1-MaxML(P)-Gk=1.00	-48803	3913	4170	87258	65479
SLU-Gr.3-MaxML(P)-Gk=1.00	-48441	2985	6910	66317	104072
SLV-EL+0.3ET	-35592	4955	16518	90795	234562
SLV-0.3EL+ET	-35615	16518	4955	301102	70369

Tabella 9: Sollecitazioni a quota base pila

Per le fondazioni delle pile (da P15 a P24) si prevedono pozzi circolari di diametro 16m, costituiti da pali circolari $\varnothing 1500$, posizionati come indicato nel seguente stralcio planimetrico. Il plinto in c.a. di collegamento ha di forma circolare, diametro 16m e spessore 3.0 m.

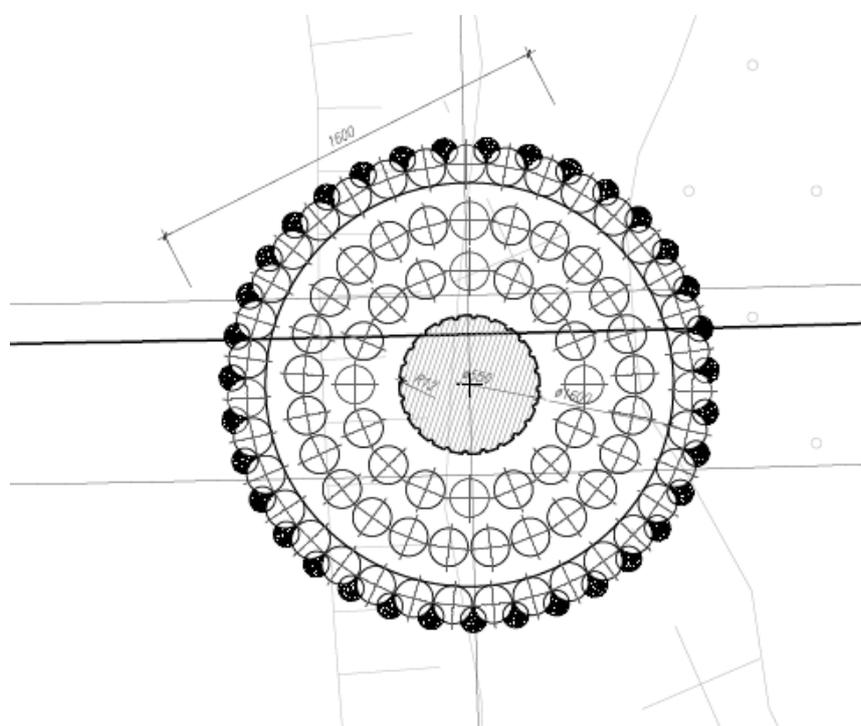


Figura 8: Vista in pianta

A favore di sicurezza per le verifiche geotecniche del pozzo si è considerato un unico strato con seguenti caratteristiche:

Terreno al contorno del fusto

condizioni	<input checked="" type="radio"/> drenate	<input type="radio"/> non drenate
------------	--	-----------------------------------

		Valori caratteristici	Valori di progetto
peso specifico del terreno	γ (kN/m ³)	20.00	20.00
coesione efficace	c' (kPa)	0.00	0.00
angolo di attrito interno del terreno	φ' (°)	30.00	30.00

	PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA POTENZIAMENTO DELLA LINEA VENEZIA TRIESTE					
	Relazione di Predimensionamento Pila – impalcati 68m	COMMESSA IZ04	LOTTO 40	CODIFICA R09	DOCUMENTO CL VI01 002	REV. A

9.4 CRITERI DI VERIFICA DEL POZZO DI FONDAZIONE

La verifica del pozzo di fondazione è stata condotta attraverso un approccio semplificato basato sul metodo presentato da M. Jamiolkowski (1968). Tale metodo permette, note le azioni agenti in testa all'opera (forza orizzontale H_{TOT} , forza verticale N_{TOT} e momento M_{TOT}), tramite equazioni di equilibrio alla traslazione orizzontale e alla rotazione, di determinare la distribuzione delle pressioni che si sviluppano lungo la superficie laterale e alla base del pozzo di fondazione.

Le ipotesi alla base di tale metodo sono le seguenti:

- Pozzo infinitamente rigido;
- Attrito nullo tra le pareti del pozzo e il terreno circostante;
- Il pozzo si limita a ruotare rigidamente attorno ad un punto posto sull'asse del pozzo
- stesso (ad una profondità definita rispetto alla superficie del terreno reagente);
- Il terreno reagisce lateralmente con schematizzazione alla Winkler, dove il modulo di reazione cresce linearmente con la profondità (le pressioni laterali hanno dunque andamento parabolico);
- Pressione sul fondo proporzionale all'abbassamento del punto che si considera (suolo elastico).

Note le pressioni agenti, è possibile effettuare le verifiche geotecniche confrontando tali valori con la resistenza offerta dal terreno. Successivamente alla verifica geotecnica del pozzo vengono eseguite le verifiche strutturali della fondazione che si riducono essenzialmente ad una verifica a pressoflessione e ad una verifica a taglio dello stesso.

A favore di sicurezza le verifiche del pozzo vengono eseguite considerando un diametro esterno pari a 14.50m che costituisce il diametro della circonferenza di involuppo dei pali esterni.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA POTENZIAMENTO DELLA LINEA VENEZIA TRIESTE					
	Relazione di Predimensionamento Pila – impalcati 68m	COMMESSA IZ04	LOTTO 40	CODIFICA R09	DOCUMENTO CL VI01 002	REV. A

9.4.1 Criteri di verifica geotecnica del pozzo

Il modello di calcolo del pozzo considerato in sede di verifica è rappresentato nella seguente Figura.

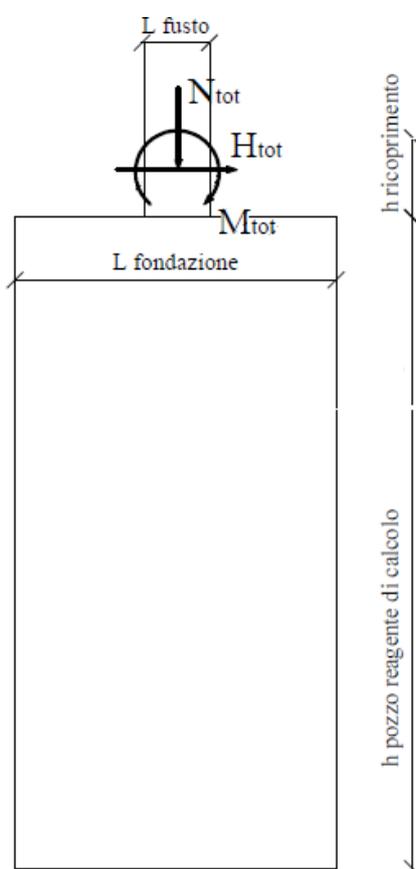


Figura 9 Modello di calcolo del pozzo adottato per le verifiche geotecniche (metodo di Jamiolkowski).

Tale metodo presuppone che la fondazione sia infinitamente rigida e che quindi, a seguito dell'applicazione dei carichi esterni, la struttura subisca una semplice rotazione attorno ad un punto posto al di sotto della superficie del terreno in prossimità della base, senza subire inflessioni. Tale condizione risulta verificata qualora sia rispettato il criterio proposto da Silin e Zavrijev (1962), secondo i quali la fondazione può essere considerata infinitamente rigida se:

$$\alpha = \sqrt[5]{\frac{(k_h/D) \cdot D}{EJ}} \leq \frac{2.5}{h}$$

dove:

- D è il diametro del pozzo;
- k_h è il coefficiente di reazione orizzontale del terreno;
- E è il modulo di elasticità della struttura;
- J è il momento di inerzia del pozzo;
- h è l'altezza del pozzo di fondazione.

Il dimensionamento della fondazione avviene sulla base delle seguenti grandezze, calcolate applicando le condizioni di equilibrio orizzontale e alla rotazione rispetto ad un punto O posto sull'asse del pozzo:

- rotazione del pozzo e spostamenti lungo il fusto (ω , o);
- pressioni orizzontali agenti sul terreno lungo il fusto ($\sigma_h(z)$);
- pressioni verticali massime e minime agenti alla base del pozzo (σ_z, \max e σ_z, \min);
- sollecitazioni agenti lungo il fusto del pozzo (sforzo normale N , taglio V , momento M).

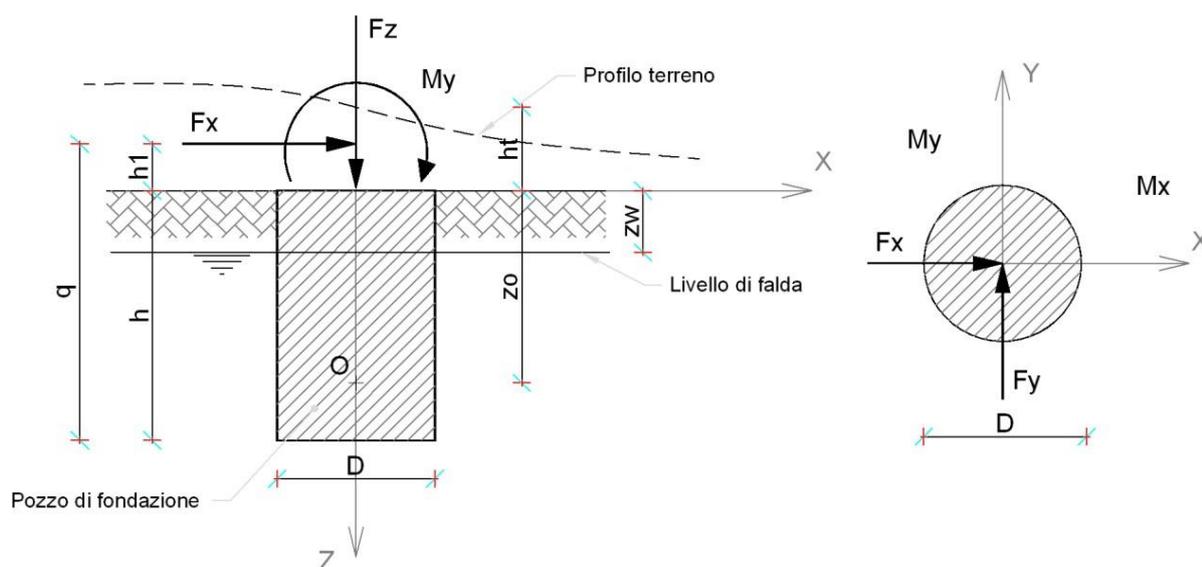


Figura 10- Schematizzazione del pozzo di fondazione.

Le verifiche geotecniche risultano soddisfatte qualora il terreno offra adeguata resistenza nei confronti delle pressioni esercitate dalla struttura sul terreno.

	PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA POTENZIAMENTO DELLA LINEA VENEZIA TRIESTE					
	Relazione di Predimensionamento Pila – impalcati 68m	COMMESSA IZ04	LOTTO 40	CODIFICA R09	DOCUMENTO CL VI01 002	REV. A

9.4.2 Verifica alle pressioni orizzontali

Le pressioni orizzontali agenti sul pozzo di fondazione vengono determinate sulla base della seguente formulazione:

$$\sigma_h = (z_0 - z) \cdot \text{tg}\omega \cdot k_y \cdot \frac{z}{h}$$

in cui:

- z_0 = profondità del centro di rotazione rispetto alla testa del pozzo;
- h = altezza del pozzo di fondazione;
- z = generica profondità rispetto alla testa del pozzo;

k_y = coefficiente di reazione orizzontale alla profondità h rispetto alla sommità del pozzo.

Le pressioni vengono quindi confrontate con le pressioni limite del terreno lungo il fusto del pozzo ($\sigma_h(z)_{lim}$), valutate in termini di tensioni efficaci secondo le espressioni di M. Jamiolkowski (1968):

$$\sigma_h(z)_{lim} = kp \cdot \sigma'_v(z) + 2 \cdot c'(kp)^{0.5} \quad \text{(tensioni efficaci)}$$

$$\sigma_h(z)_{lim} = \sigma_v(z) + 2 \cdot c_u \quad \text{(tensioni totali)}$$

Affinché si possa pervenire ad uno SLU geotecnico per capacità resistente del terreno che circonda il pozzo di fondazione occorre che il terreno a contatto giunga a plasticizzazione su tutta la lunghezza sulla quale agisce la spinta esercitata dal pozzo. La verifica pertanto non sarà puntuale, ma sarà effettuata confrontando la risultante delle forze orizzontali con la risultante delle resistenze offerte dal terreno.

Nel dettaglio, la verifica viene pertanto condotta secondo il seguente procedimento:

- Calcolo della distribuzione delle pressioni agenti sul terreno;
- Noto il punto di rotazione del pozzo viene determinata la risultante delle pressioni orizzontali lungo il pozzo al di sopra e al di sotto del punto di rotazione;
- Calcolo delle pressioni limite del terreno lungo il fusto del pozzo;
- Viene determinata la resistenza offerta dal terreno $S_{resistente}$ integrando le pressioni limite lungo il fusto del palo rispettivamente sull'altezza di pozzo al di sopra del punto di rotazione e al di sotto di tale punto;
- Se per entrambe le altezze $S_{resistente} > S_{agente}$ la verifica risulta soddisfatta.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA POTENZIAMENTO DELLA LINEA VENEZIA TRIESTE					
	Relazione di Predimensionamento Pila – impalcati 68m	COMMESSA IZ04	LOTTO 40	CODIFICA R09	DOCUMENTO CL VI01 002	REV. A

9.4.3 Verifica alle pressioni verticali

La verifica alle pressioni verticali viene condotta confrontando la resistenza offerta dal terreno di base calcolata mediante la formulazione di Brinch-Hansen in termini di tensioni efficaci, di seguito riportata, con le pressioni dovute allo sforzo normale agente alla base del pozzo di fondazione:

$$q_{lim} = 0.5 \cdot \gamma \cdot B N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot d_{\gamma} + q \cdot N_q s_q d_q + c N_c s_c d_c$$

essendo:

- N_c , N_q , N_{γ} sono i fattori di capacità portante, calcolati come:

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan \varphi} \cdot \tan^2(45 + \varphi/2)$$

$$N_{\gamma} = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \varphi$$

- s sono i fattori di forma, determinati come:

$$s_q = s_{\gamma} = 1 + 0.1 \cdot \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \cdot \frac{B}{L}$$

$$s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \cdot \frac{B}{L}$$

- d sono i fattori di profondità, calcolati come:

$$d_q = 1 + 2 \cdot \tan \varphi \cdot (1 - \sin \varphi)^2 \cdot \frac{D}{B} \quad \text{se } \frac{D}{B} < 1$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \tan \varphi \cdot (1 - \sin \varphi)^2 \cdot \cot \frac{D}{B} \quad \text{se } \frac{D}{B} > 1$$

$$d_c = \frac{d_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1}$$

- γ' è il peso specifico efficace del terreno di fondazione;
- c' è la coesione del terreno di fondazione;
- q' è il sovraccarico verticale;
- B' è la larghezza della fondazione effettiva equivalente (Meyerhof, 1953).

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA POTENZIAMENTO DELLA LINEA VENEZIA TRIESTE					
	Relazione di Predimensionamento Pila – impalcati 68m	COMMESSA IZ04	LOTTO 40	CODIFICA R09	DOCUMENTO CL VI01 002	REV. A

In termini di tensioni totali si fa invece riferimento alla seguente formulazione:

$$q_{lim} = c_U N_c d_C s_C + q$$

essendo:

- N_c , è il fattore di capacità portante, calcolato come:

$$N_c^* = (2 + \pi)$$

- s_c è il fattore di forma, determinato come:

$$s_c = 1 + 0,2^*(B/L)$$

- d_c è il fattore di profondità, calcolato come:

$$d_c^* = 0,4 + \frac{D}{B} \quad \text{per } D/B \leq 1$$

$$d_c^* = 0,4 + \frac{\text{tg}^{-1}D}{B} \quad \text{per } D/B > 1$$

Nel caso di fondazioni circolari, per determinare la larghezza effettiva equivalente si fa riferimento alle indicazioni di Meyerhof (1953), secondo cui l'area di una fondazione circolare di raggio R è equivalente all'area di una fondazione rettangolare di lati B ed L , correlate mediante le seguenti espressioni:

$$\frac{B}{L} = \frac{DC}{AB}$$

$$\text{AREA}(B \cdot L) = 2 \cdot \left[R^2 \cdot \cos^{-1} \left(\frac{R - R'}{R} \right) - (R - h) \cdot (2 \cdot R \cdot R' - R'^2)^{0,5} \right]$$

$$R' = R - e$$

$$e = \text{eccentricità dei carichi} = M_y / F_z$$

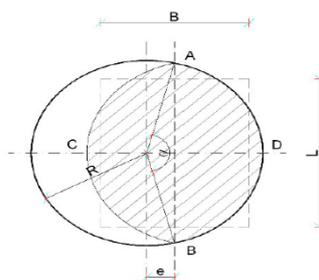


Figura 11– Fondazione effettiva equivalente.

	PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA POTENZIAMENTO DELLA LINEA VENEZIA TRIESTE					
	Relazione di Predimensionamento Pila – impalcati 68m	COMMESSA IZ04	LOTTO 40	CODIFICA R09	DOCUMENTO CL VI01 002	REV. A

La verifica di capacità portante viene condotta confrontando la pressione massima agente alla base del pozzo, calcolata dividendo la forza verticale su di essa agente per l'area effettiva della fondazione calcolata con il metodo di Meyerhof precedentemente descritto, con la resistenza offerta dal terreno calcolata con la formulazione di Brinch-Hansen descritto all'inizio del paragrafo. Nella valutazione delle sollecitazioni trasferite al terreno, il contributo del peso proprio del sistema di fondazione (pozzo) è stato determinato al netto del peso proprio del terreno sostituito dalla struttura, ovvero considerando l'effettiva differenza di carico rispetto allo stato tensionale ante-operam, opportunamente incrementata mediante il coefficiente amplificativo A1. In condizioni sismiche il calcolo della capacità portante è stata calcolata soltanto in tensioni totali, assumendo che nel tempo di applicazione del carico la risposta del terreno possa essere esclusivamente in condizioni non drenate.

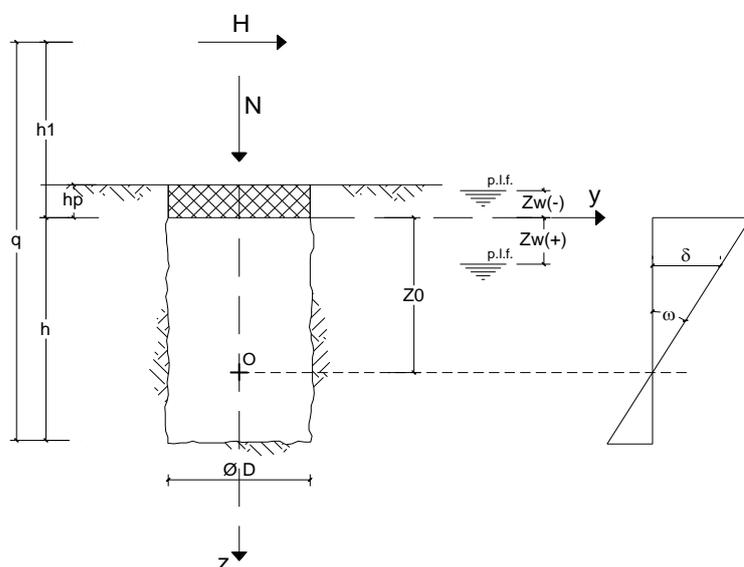
La verifica risulta soddisfatta qualora risulti:

$$\sigma_{\text{agente,max}} < \sigma_R = q_{Rd}/\gamma_R$$

Nella formula soprastante γ_R è il coefficiente parziale delle sicurezze di capacità portante verticale.

9.5 VERIFICHE GEOTECNICHE DEL SISTEMA STRUTTURA-TERRENO

9.5.1 SLU



TRATTAZIONE TEORICA

Formule utilizzate nei calcoli:

$$z_0 = (\beta Dh^2(4q-h) + 6WD) / (2\beta Dh(3q-h))$$

$$\beta = k_h / k_v$$

$$\tan \omega = 6H / Rm_h h$$

$$R = (\beta Dh^3 + 18DW) / (2\beta(3q-h))$$

$$\sigma_h(z) = (6H / Rh)z(z_0 - z)$$

$$(\sigma_h(z))_{\max} \text{ per } z = z_0/2$$

$$\sigma_{z_{\max}(\min)} = Nt / A \pm (3DH) / (\beta R)$$

$$M(z) = (h_1 + z(1 - ((Dz^2)/(2Rh))(2z_0 - z)))$$

$$\delta_h = (z_0 - z) \tan \omega$$

Verifica della condizione di fondazione infinitamente rigida:

$$2,5 / h > ((m_h * D) / (Ep * Jp))^{1/5}$$

(Silin e Zavrjev)

Relazione di Predimensionamento
Pila – impalcati 68m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IZ04	40	R09	CL VI01 002	A	68 di 115

DATI DI INPUT:
Caratteristiche geometriche del pozzo

D = diametro del pozzo di fondazione = 14.50 (m)

hp = spessore del plinto di fondazione = 3.00 (m)

h = profondità del pozzo di fondazione = 24.00 (m)

A_b = Area di base ($\pi D^2/4$) = 165.13 (m^2)

J_p = Momento di inerzia ($\pi D^4/64$) = 2169.91 (m^4)

W_p = Modulo di resistenza ($\pi D^3/32$) = 299.30 (m^3)

E_p = Modulo di elasticità del pozzo = 32000.00 (MPa)

coefficienti parziali

Metodo di calcolo	azioni		proprietà del terreno			resistenze		
	permanenti	temporanee variabili	tan φ'	c'	c_u			
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00
	A2+M2+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.25	1.25	1.40	1.80
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.25	1.25	1.40	1.80
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00	2.30
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30
Tensioni Ammissibili	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	3.00	
Definiti dal Progettista	<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	

Parametri geotecnici
Terreno al contorno del fusto

condizioni drenate non drenate

		Valori caratteristici	Valori di progetto
peso specifico del terreno	γ (kN/m ³)	20.00	20.00
coesione efficace	c' (kPa)	0.00	0.00
angolo di attrito interno del terreno	φ' (°)	30.00	30.00

Terreno di base

condizioni drenate non drenate

		Valori caratteristici	Valori di progetto
peso specifico del terreno	γ (kN/m ³)	20.00	20.00
coesione efficace	c' (kPa)	0.00	0.00
angolo di attrito interno del terreno	φ' (°)	30.00	30.00

Relazione di Predimensionamento
Pila – impalcati 68m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IZ04	40	R09	CL VI01 002	A	69 di 115

profondità della falda

$$z_w = \text{profondità della falda} = 0.00 \quad (\text{m})$$

coefficienti di reazione

$$m_h = \text{modulo di reazione orizzontale} = 1000 \quad (\text{kN/m}^4)$$

$$k_h = \text{coefficiente di reazione orizzontale alla base} = 24000.00 \quad (\text{kN/m}^3)$$

$$k_v = \text{coefficiente di reazione verticale} = 40000.00 \quad (\text{kN/m}^3)$$

$$\beta = \text{rapporto tra le cost. di reazione} = 0.60 \quad (-)$$

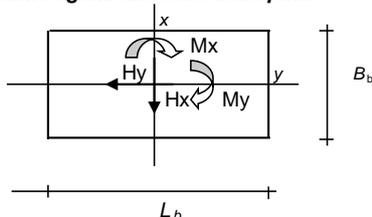
Verifica della condizione di fondazione infinitamente rigida

$$2,5 / h > ((m_h * D) / (E_p * J))^{1/5} \quad (\text{Silin e Zavrijev})$$

$$2,5 / h = 0.10 \quad (-)$$

$$((m_h * D) / (E_p * J))^{1/5} = 0.05 \quad (-)$$

condizione di fondazione infinitamente rigida verificata

Sollecitazioni massime agenti alla base della pila:

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	74164.93		74164.93
Mx [kNm]	125053.75		125053.75
My [kNm]	65215.38		65215.38
Hx [kN]	6665.75		6665.75
Hy [kN]	4712.50		4712.50

Dimensioni in pianta del plinto di fondazione

$$h_p = 3.00 \quad (\text{m})$$

$$A_p = 165.13 \quad (\text{m}^2)$$

$$P_{\text{plinto}} = 12384.75 \quad (\text{kN})$$

Relazione di Predimensionamento
Pila – impalcati 68m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IZ04	40	R09	CL VI01 002	A	70 di 115

Sollecitazioni massime agenti alla testa del pozzo:

$$N_t = N + P_{\text{plinto}} = 86549.68 \quad (\text{kN})$$

$$H_t = (H_x^2 + H_y^2)^{0.5} = 8163.33 \quad (\text{kN})$$

$$M_t = (M_{xx}^2 + M_{yy}^2)^{0.5} = 165338.05 \quad (\text{kNm})$$

dove:

$$M_{xx} = M_x + H_y \cdot h_p$$

$$M_{yy} = M_y + H_x \cdot h_p$$

$$e = M_t / N_t \text{ (eccentricità)} = 1.91 \quad (\text{m}) \quad (\text{riferita alla testa del pozzo})$$

$$h_1 \text{ (quota di applicazione } H_t) = 20.25 \quad (\text{m})$$

$$(h_1 = M_t / H_t)$$

$$q \text{ (somma di } h \text{ e di } h_1) = 44.25 \quad (\text{m})$$

Profondità del centro di rotazione del pozzo

$$z_0 = (\beta D h^2 (4q-h) + 6WD) / (2\beta D h (3q-h)) \quad \beta = k_h / k_v$$

$$z_0 = 17.46 \quad (\text{m})$$

Rotazione del pozzo

$$R = (\beta D h^3 + 18DW) / (2\beta (3q-h))$$

$$R = 1520.04 \quad (-)$$

$$\text{tg } \omega = 6H / R k_h h$$

$$\omega = \text{arctg}(6H / R m_h h)$$

$$\omega = 0.00134 \quad (\text{rad})$$

$$\omega = 0.0769 \quad (^\circ)$$

Profondità alla quale si verifica la massima pressione orizzontale
 $\sigma_h(z)_{\text{max}}$

$$z = z_0/2$$

$$z = 8.73 \quad (\text{m})$$

$$\sigma_h(z)_{\text{max}} = 102.28 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Raggio di Nocciolo della sezione del pozzo

$$r = D/8$$

$$r = 1.81 \quad (\text{m})$$

Relazione di Predimensionamento
Pila – impalcati 68m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IZ04	40	R09	CL VI01 002	A	71 di 115

Sollecitazioni lungo il fusto del pozzo

Pressioni laterali

$$\sigma_h(z)_{lim} = kp \cdot \sigma_v(z) + 2 \cdot c \cdot (kp)^{0.5} \quad (\text{tensioni efficaci})$$

$$\sigma_h(z)_{lim} = \sigma_v(z) + 2 \cdot cu \quad (\text{tensioni totali})$$

$$kp = (1 + \sin\varphi) / (1 - \sin\varphi) = 3.00$$

Caratteristiche di sollecitazione

$$N = Nt + A_b \cdot \gamma_{cls}$$

$$M = H \cdot ((h_1 + z(1 - (Dz^2 / (2Rh))) \cdot (2z_0 - z)))$$

$$T = H \cdot (1 - (Dz^2 / (Rh))) \cdot (3z_0 - 2z)$$

$$\sigma_h(z) = ((6H) / (Rh)) \cdot z(z_0 - z)$$

$$\delta_h = (z_0 - z) \cdot \text{tg } \omega$$

z	N	M	T	e	$\sigma_h(z)$	$\sigma_v(z)$	$\sigma_h(z)_{lim}$	δ_h
(m)	(kN)	(kNm)	(kN)	(m)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(cm)
0	86549.68	165338.05	8163.33	F.N.	0.00	60.00	180.00	2.34
0.80	89852.28	171840.38	8057.90	F.N.	17.89	68.00	204.00	2.24
1.60	93154.88	178178.01	7754.92	F.N.	34.06	76.00	228.00	2.13
2.40	96457.48	184200.88	7274.32	F.N.	48.51	84.00	252.00	2.02
3.20	99760.07	189774.87	6636.03	F.N.	61.25	92.00	276.00	1.91
4.00	103062.67	194781.79	5859.98	F.N.	72.26	100.00	300.00	1.81
4.80	106365.27	199119.42	4966.12	F.N.	81.56	108.00	324.00	1.70
5.60	109667.87	202701.49	3974.38	F.N.	89.14	116.00	348.00	1.59
6.40	112970.47	205457.65	2904.70	F.N.	95.00	124.00	372.00	1.48
7.20	116273.07	207333.53	1777.00	1.78	99.14	132.00	396.00	1.38
8.00	119575.67	208290.69	611.22	1.74	101.57	140.00	420.00	1.27
8.80	122878.27	208306.65	-572.69	1.70	102.27	148.00	444.00	1.16
9.60	126180.87	207374.87	-1754.81	1.64	101.26	156.00	468.00	1.05
10.40	129483.47	205504.75	-2915.20	1.59	98.52	164.00	492.00	0.95
11.20	132786.07	202721.65	-4033.93	1.53	94.07	172.00	516.00	0.84
12.00	136088.67	199066.89	-5091.05	1.46	87.90	180.00	540.00	0.73
12.80	139391.27	194597.71	-6066.64	1.40	80.02	188.00	564.00	0.63
13.60	142693.86	189387.32	-6940.76	1.33	70.41	196.00	588.00	0.52
14.40	145996.46	183524.86	-7693.48	1.26	59.08	204.00	612.00	0.41
15.20	149299.06	177115.44	-8304.85	1.19	46.04	212.00	636.00	0.30
16.00	152601.66	170280.10	-8754.95	1.12	31.28	220.00	660.00	0.20
16.80	155904.26	163155.84	-9023.84	1.05	14.80	228.00	684.00	0.09
17.60	159206.86	155895.60	-9091.58	0.98	-3.40	236.00	708.00	-0.02
18.40	162509.46	148668.28	-8938.23	0.91	-23.32	244.00	732.00	-0.13
19.20	165812.06	141658.70	-8543.88	0.85	-44.96	252.00	756.00	-0.23
20.00	169114.66	135067.66	-7888.57	0.80	-68.31	260.00	780.00	-0.34
20.00	169114.66	135067.66	-7888.57	0.80	-68.31	260.00	780.00	-0.34
20.80	172417.26	129111.90	-6952.37	0.75	-93.39	268.00	804.00	-0.45
21.60	175719.86	124024.09	-5715.35	0.71	-120.18	276.00	828.00	-0.56
22.40	179022.46	120052.88	-4157.57	0.67	-148.69	284.00	852.00	-0.66
23.20	182325.06	117462.83	-2259.10	0.64	-178.92	292.00	876.00	-0.77
24.00	185627.66	116534.49	0.00	0.63	-210.87	300.00	900.00	-0.88

$$N_b = 185627.66 \quad (\text{kN})$$

$$M_b = 116534.49 \quad (\text{kNm})$$

Relazione di Predimensionamento
Pila – impalcati 68m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IZ04	40	R09	CL VI01 002	A	72 di 115

Sottospinta idrostatica alla base del pozzo

$$N_w = 39631.19 \quad (\text{kN})$$

Pressioni verticali alla base del pozzo

$$\sigma_{zmax} = (N_b - N_w) / A_b + (3DH) / (\beta R)$$

$$\sigma_{zmin} = (N_b - N_w) / A_b - (3DH) / (\beta R)$$

$$\sigma_{zmax} = 1273.49 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$\sigma_{zmin} = 494.77 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Valori Massimi delle caratteristiche di sollecitazione

Nmax =	185627.66	(kN)	zNmax =	24.00	(m)
Mmax =	208306.65	(kNm)	zMmax =	8.80	(m)
Tmax =	8163.33	(kN)	zTmax =	0.00	(m)

VERIFICHE GEOTECNICHE

Capacità portante limite

$$q_{lim} = c'N_{csc} + qN_{qsq} + 0,5\gamma BN\gamma sy$$

$$q_{lim} = c_u N_c sc + q$$

$$q = 300.00 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$N_q = 18.40 \quad (-)$$

$$N_c = 30.14 \quad (-)$$

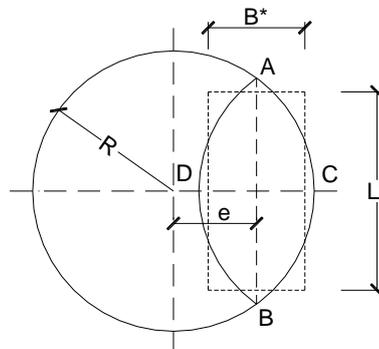
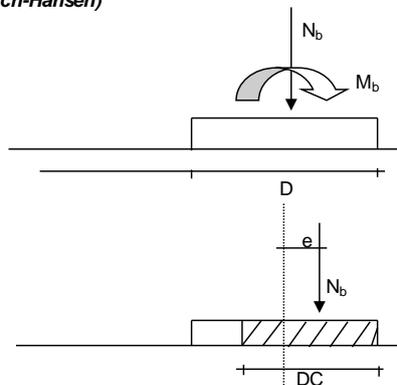
$$N_\gamma = 22.40 \quad (-)$$

$$sc = 1 + (B/L) * (N_q / N_c)$$

$$sq = 1 + (B/L) * \tan(j)$$

$$s\gamma = 1 - 0,4 * (B/L)$$

(Brinch-Hansen)



$$DC = 2(R - e)$$

$$AB = \sqrt{R^2 - e^2}$$

$$\frac{AB}{CD} = \frac{L^*}{B^*}$$

$$h' = R - e$$

$$B^* \cdot L^* = A^* = 2 \left(R^2 \cos^{-1} \left(\frac{R - h'}{R} \right) - (R - h') \sqrt{2Rh' - h'^2} \right)$$

Relazione di Predimensionamento

Pila – impalcati 68m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IZ04	40	R09	CL VI01 002	A	73 di 115

$$e = 0.63 \quad (\text{m})$$

$$h' = 6.62 \quad (\text{m})$$

$$A^* = 146.95 \quad (\text{m}^2)$$

$$L^* = 12.66 \quad (\text{m})$$

$$B^* = 11.61 \quad (\text{m})$$

$$B^*/L^* = 0.92 \quad (\text{m})$$

$$sc = 1.560 \quad (-)$$

$$sq = 1.529 \quad (-)$$

$$s\gamma = 0.633 \quad (-)$$

$$q_{lim} = 9265.83 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Sforzo Verticale limite nel terreno

$$N_{lim} = q_{lim} \cdot A^*$$

$$N_{lim} = 1361585.90 \quad (\text{kN})$$

Sforzo Verticale massimo nel terreno

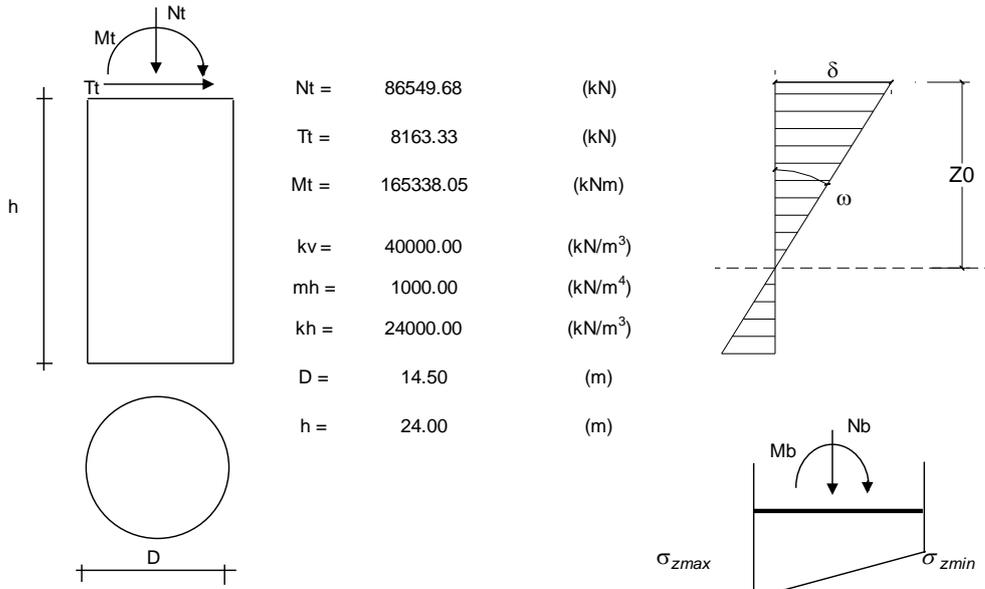
$$N_b - N_w = 145996.46 \quad (\text{kN})$$

Coefficiente di Sicurezza

$$F_s = N_{lim} / (N_b - N_w)$$

$$F_s = 9.33 \geq 2.3 = \gamma_R$$

Tabella Riepilogativa



Riepilogo Caratteristiche di sollecitazione in corrispondenza dei valori Max di ciascuna

		N (kN)	M (kNm)	T (kN)
$z_{Mmax} =$	8.80 (m)	122878.27	208306.65	-572.69
$z_{Nmax} =$	24.00 (m)	185627.66	116534.49	0.00
$z_{Tmax} =$	0.00 (m)	86549.68	165338.05	8163.33

Caratteristiche di sollecitazione alla base

$N_b =$	185627.66 (kN)
$M_b =$	116534.49 (kNm)

Tensioni alla base

$\sigma_{zmax} =$	1273.49 (kN/m ²)
$\sigma_{zmin} =$	494.77 (kN/m ²)

Spostamento in testa e rotazione

$\delta =$	2.34 (cm)
$\omega =$	0.00134 (rad)
$\omega =$	0.077 (°)

Profondità del centro di rotazione

$z_0 =$	17.46 (m)
---------	-----------

Coefficiente di Sicurezza

$$F_s = N_{lim} / N_b$$

$$F_s = 9.33 \geq 2.3 = \gamma_R$$

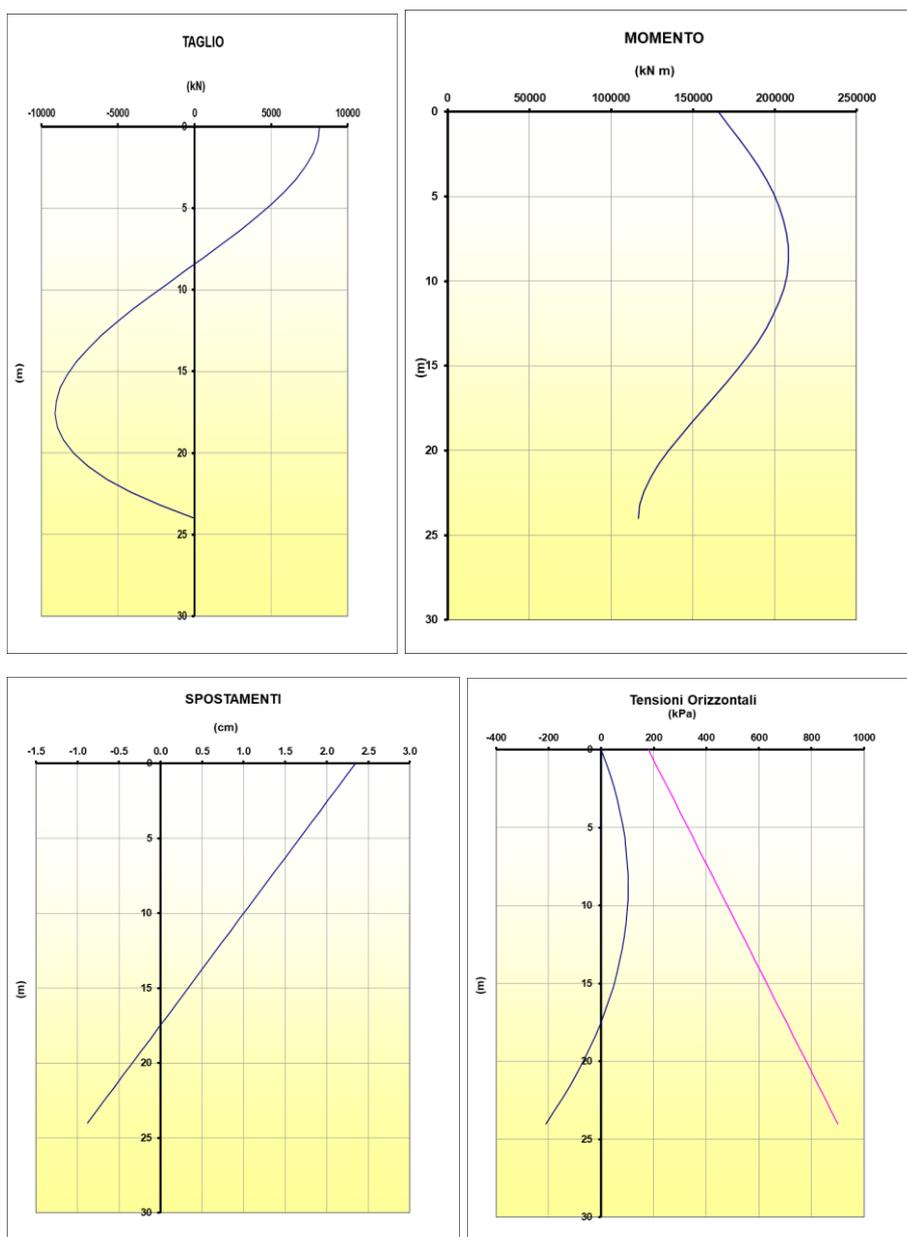


Figura 12 Diagrammi degli spostamenti e delle sollecitazioni

Relazione di Predimensionamento
Pila – impalcati 68m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IZ04	40	R09	CL VI01 002	A	76 di 115

9.5.2 SISMA

DATI DI INPUT:
Caratteristiche geometriche del pozzo

D = diametro del pozzo di fondazione =	14.50	(m)
hp = spessore del plinto di fondazione =	3.00	(m)
h = profondità del pozzo di fondazione =	24.00	(m)
A _b = Area di base ($\pi D^2/4$) =	165.13	(m ²)
J _p = Momento di inerzia ($\pi D^4/64$) =	2169.91	(m ⁴)
W _p = Modulo di resistenza ($\pi D^3/32$) =	299.30	(m ³)
E _p = Modulo di elasticità del pozzo =	32000.00	(MPa)

coefficienti parziali

Metodo di calcolo		azioni		proprietà del terreno			resistenze	
		permanenti	temporanee variabili	tan φ'	c'	c _u	qlim	
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00
	A2+M2+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.25	1.25	1.40	1.80
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.25	1.25	1.40	1.80
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00	2.30
	SISMA	<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30
Tensioni Ammissibili	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	3.00	
Definiti dal Progettista	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	

Parametri geotecnici
Terreno al contorno del fusto

 condizioni drenate non drenate

		Valori caratteristici	Valori di progetto
peso specifico del terreno	γ (kN/m ³)	20.00	20.00
coesione efficace	c' (kPa)	0.00	0.00
angolo di attrito interno del terreno	φ' (°)	30.00	30.00

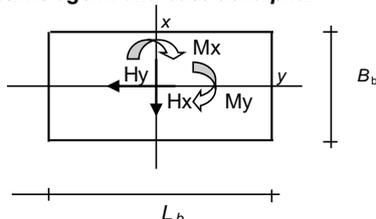
Terreno di base

 condizioni drenate non drenate

		Valori caratteristici	Valori di progetto
peso specifico del terreno	γ (kN/m ³)	20.00	20.00
coesione efficace	c' (kPa)	0.00	0.00
angolo di attrito interno del terreno	φ' (°)	30.00	30.00

Relazione di Predimensionamento
Pila – impalcati 68m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IZ04	40	R09	CL VI01 002	A	77 di 115

profondità della falda
 $z_w = \text{profondità della falda} = 0.00 \text{ (m)}$
coefficienti di reazione
 $m_h = \text{modulo di reazione orizzontale} = 1000 \text{ (kN/m}^4\text{)}$
 $k_h = \text{coefficiente di reazione orizzontale alla base} = 24000.00 \text{ (kN/m}^3\text{)}$
 $k_v = \text{coefficiente di reazione verticale} = 40000.00 \text{ (kN/m}^3\text{)}$
 $\beta = \text{rapporto tra le cost. di reazione} = 0.60 \text{ (-)}$
Verifica della condizione di fondazione infinitamente rigida
 $2,5 / h > ((m_h * D) / (E_{pozzo} * J))^{1/5} \quad \text{(Silin e Zavrijev)}$
 $2,5 / h = 0.10 \text{ (-)}$
 $((m_h * D) / (E_p * J_p))^{1/5} = 0.05 \text{ (-)}$
condizione di fondazione infinitamente rigida verificata
Sollecitazioni massime agenti alla base della pila:

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	35615.13		35615.13
Mx [kNm]	301102.20		301102.20
My [kNm]	70368.51		70368.51
Hx [kN]	4955.34		4955.34
Hy [kN]	16517.80		16517.80

Dimensioni in pianta del plinto di fondazione
 $h_p = 3.00 \text{ (m)}$
 $A_p = 165.13 \text{ (m}^2\text{)}$
 $P_{\text{plinto}} = 12384.75 \text{ (kN)}$

Relazione di Predimensionamento
Pila – impalcati 68m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IZ04	40	R09	CL VI01 002	A	78 di 115

Sollecitazioni massime agenti alla testa del pozzo:

$$N_t = N + P_{\text{plinto}} = 47999.88 \quad (\text{kN})$$

$$H_t = (H_x^2 + H_y^2)^{0.5} = 17245.09 \quad (\text{kN})$$

$$M_t = (M_{xx}^2 + M_{yy}^2)^{0.5} = 337960.32 \quad (\text{kNm})$$

dove:

$$M_{xx} = M_x + H_y \cdot h_p$$

$$M_{yy} = M_y + H_x \cdot h_p$$

$$e = M_t / N_t \text{ (eccentricità)} = 7.04 \quad (\text{m}) \quad (\text{riferita alla testa del pozzo})$$

$$h_1 \text{ (quota di applicazione } H_t) = 19.60 \quad (\text{m})$$

$$(h_1 = M_t / H_t)$$

$$q \text{ (somma di } h \text{ e di } h_1) = 43.60 \quad (\text{m})$$

Profondità del centro di rotazione del pozzo

$$z_0 = (\beta D h^2 (4q-h) + 6WD) / (2\beta D h (3q-h))$$

$$\beta = k_h / k_v$$

$$z_0 = 17.48 \quad (\text{m})$$

Rotazione del pozzo

$$R = (\beta D h^3 + 18DW) / (2\beta (3q-h))$$

$$R = 1548.06 \quad (-)$$

$$\text{tg } \omega = 6H / R k_h h$$

$$\omega = \text{arctg}(6H / R m_h h)$$

$$\omega = 0.00278 \quad (\text{rad})$$

$$\omega = 0.1596 \quad (^\circ)$$

Profondità alla quale si verifica la massima pressione orizzontale

$$\sigma_h(z)_{\text{max}}$$

$$z = z_0 / 2$$

$$z = 8.74 \quad (\text{m})$$

$$\sigma_h(z)_{\text{max}} = 212.80 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Raggio di Nocciolo della sezione del pozzo

$$r = D/8$$

$$r = 1.81 \quad (\text{m})$$

Relazione di Predimensionamento
Pila – impalcati 68m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IZ04	40	R09	CL VI01 002	A	79 di 115

Sollecitazioni lungo il fusto del pozzo

Pressioni laterali

$$\sigma_h(z)_{lim} = kp \cdot \sigma_v(z) + 2 \cdot c \cdot (kp)^{0.5} \quad (\text{tensioni efficaci})$$

$$\sigma_h(z)_{lim} = \sigma_v(z) + 2 \cdot cu \quad (\text{tensioni totali})$$

$$kp = (1 + \sin\phi) / (1 - \sin\phi) = 3.00$$

Caratteristiche di sollecitazione

$$N = Nt + A_b \cdot \gamma_{cis}$$

$$M = H \cdot ((h_1 + z(1 - (Dz^2 / (2Rh))) \cdot (2z_0 - z)))$$

$$T = H \cdot (1 - (Dz^2 / (Rh))) \cdot (3z_0 - 2z)$$

$$\sigma_h(z) = ((6H) / (Rh)) \cdot z(z_0 - z)$$

$$\delta_h = (z_0 - z) \cdot \text{tg } \omega$$

z	N	M	T	e	$\sigma_h(z)$	$\sigma_v(z)$	$\sigma_h(z)_{lim}$	δ_h
(m)	(kN)	(kNm)	(kN)	(m)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(cm)
0	47999.88	337960.32	17245.09	F.N.	0.00	60.00	180.00	4.87
0.80	51302.48	351697.53	17026.07	F.N.	37.17	68.00	204.00	4.65
1.60	54605.08	365092.57	16396.56	F.N.	70.77	76.00	228.00	4.42
2.40	57907.68	377833.59	15397.93	F.N.	100.81	84.00	252.00	4.20
3.20	61210.28	389641.84	14071.51	F.N.	127.29	92.00	276.00	3.98
4.00	64512.88	400271.63	12458.67	F.N.	150.20	100.00	300.00	3.75
4.80	67815.48	409510.36	10600.75	F.N.	169.54	108.00	324.00	3.53
5.60	71118.08	417178.51	8539.11	F.N.	185.32	116.00	348.00	3.31
6.40	74420.67	423129.64	6315.09	F.N.	197.54	124.00	372.00	3.09
7.20	77723.27	427250.39	3970.05	F.N.	206.19	132.00	396.00	2.86
8.00	81025.87	429460.47	1545.33	F.N.	211.27	140.00	420.00	2.64
8.80	84328.47	429712.70	-917.71	F.N.	212.79	148.00	444.00	2.42
9.60	87631.07	427992.95	-3377.72	F.N.	210.75	156.00	468.00	2.20
10.40	90933.67	424320.19	-5793.35	F.N.	205.14	164.00	492.00	1.97
11.20	94236.27	418746.45	-8123.25	F.N.	195.97	172.00	516.00	1.75
12.00	97538.87	411356.87	-10326.07	F.N.	183.23	180.00	540.00	1.53
12.80	100841.47	402269.66	-12360.46	F.N.	166.93	188.00	564.00	1.30
13.60	104144.07	391636.09	-14185.06	F.N.	147.06	196.00	588.00	1.08
14.40	107446.67	379640.53	-15758.53	F.N.	123.63	204.00	612.00	0.86
15.20	110749.27	366500.43	-17039.52	F.N.	96.63	212.00	636.00	0.64
16.00	114051.87	352466.32	-17986.67	F.N.	66.07	220.00	660.00	0.41
16.80	117354.47	337821.81	-18558.63	F.N.	31.95	228.00	684.00	0.19
17.60	120657.06	322883.59	-18714.06	F.N.	-5.74	236.00	708.00	-0.03
18.40	123959.66	308001.43	-18411.59	F.N.	-47.00	244.00	732.00	-0.26
19.20	127262.26	293558.17	-17609.89	F.N.	-91.82	252.00	756.00	-0.48
20.00	130564.86	279969.76	-16267.60	F.N.	-140.20	260.00	780.00	-0.70
20.00	130564.86	279969.76	-16267.60	F.N.	-140.20	260.00	780.00	-0.70
20.80	133867.46	267685.20	-14343.37	F.N.	-192.15	268.00	804.00	-0.92
21.60	137170.06	257186.58	-11795.84	F.N.	-247.67	276.00	828.00	-1.15
22.40	140472.66	248989.09	-8583.67	1.77	-306.75	284.00	852.00	-1.37
23.20	143775.26	243640.98	-4665.51	1.69	-369.39	292.00	876.00	-1.59
24.00	147077.86	241723.57	0.00	1.64	-435.60	300.00	900.00	-1.82

$$N_b = 147077.86 \quad (\text{kN})$$

$$M_b = 241723.57 \quad (\text{kNm})$$

Relazione di Predimensionamento
Pila – impalcati 68m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IZ04	40	R09	CL VI01 002	A	80 di 115

Sottospinta idrostatica alla base del pozzo

$$N_w = 39631.19 \quad (\text{kN})$$

Pressioni verticali alla base del pozzo

$$\sigma_{zmax} = (N_b - N_w) / A_b + (3DH) / (\beta R)$$

$$\sigma_{zmin} = (N_b - N_w) / A_b - (3DH) / (\beta R)$$

$$\sigma_{zmax} = 1458.31 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$\sigma_{zmin} = -156.96 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Valori Massimi delle caratteristiche di sollecitazione

$$N_{max} = 147077.86 \quad (\text{kN}) \quad z_{Nmax} = 24.00 \quad (\text{m})$$

$$M_{max} = 429712.70 \quad (\text{kNm}) \quad z_{Mmax} = 8.80 \quad (\text{m})$$

$$T_{max} = 17245.09 \quad (\text{kN}) \quad z_{Tmax} = 0.00 \quad (\text{m})$$

VERIFICHE GEOTECNICHE

Capacità portante limite

$$q_{lim} = c'N_{csc} + qN_{qsq} + 0,5\gamma BN\gamma s\gamma$$

$$q_{lim} = c_u N_c s_c + q$$

$$q = 300.00 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$N_q = 18.40 \quad (-)$$

$$N_c = 30.14 \quad (-)$$

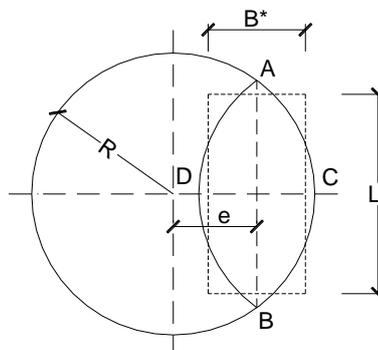
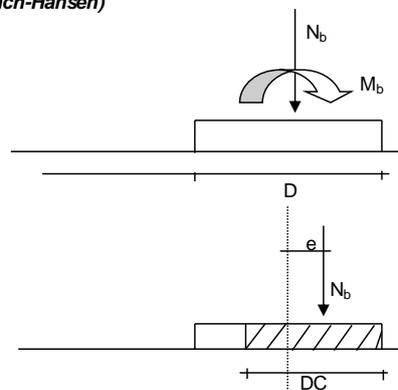
$$N_\gamma = 22.40 \quad (-)$$

$$s_c = 1 + (B/L) * (N_q / N_c)$$

$$s_q = 1 + (B/L) * \text{tang}(j')$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4 * (B/L)$$

(Brinch-Hansen)



$$DC = 2(R - e)$$

$$AB = \sqrt{R^2 - e^2}$$

$$\frac{AB}{CD} = \frac{L^*}{B^*}$$

$$h' = R - e$$

$$B^* \cdot L^* = A^* = 2 \left(R^2 \cos^{-1} \left(\frac{R-h'}{R} \right) - (R-h') \sqrt{2Rh' - h'^2} \right)$$

Relazione di Predimensionamento
Pila – impalcati 68m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IZ04	40	R09	CL VI01 002	A	81 di 115

e =	1.64	(m)
h' =	5.61	(m)
A* =	117.88	(m ²)
L* =	12.18	(m)
B* =	9.67	(m)
B*/L* =	0.79	(m)
sc =	1.485	(-)
sq =	1.458	(-)
sγ =	0.682	(-)
q _{lim} =	8790.37	(kN/m ²)

Sforzo Verticale limite nel terreno

$$N_{lim} = q_{lim} \cdot A^*$$

$$N_{lim} = 1036206.16 \quad (\text{kN})$$

Sforzo Verticale massimo nel terreno

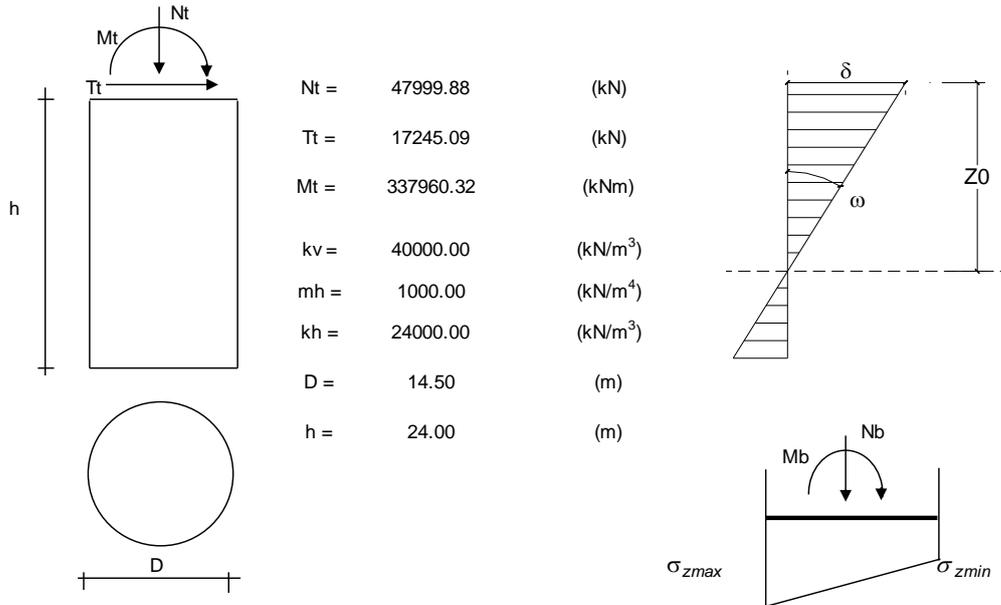
$$N_b - N_w = 107446.67 \quad (\text{kN})$$

Coefficiente di Sicurezza

$$F_s = N_{lim} / (N_b - N_w)$$

$$F_s = 9.64 \geq 2.3 = \gamma_R$$

Tabella Riepilogativa



Riepilogo Caratteristiche di sollecitazione in corrispondenza dei valori Max di ciascuna

		N	M	T
		(kN)	(kNm)	(kN)
$z_{Mmax} =$	8.80 (m)	84328.47	429712.70	-917.71
$z_{Nmax} =$	24.00 (m)	147077.86	241723.57	0.00
$z_{Tmax} =$	0.00 (m)	47999.88	337960.32	17245.09

Caratteristiche di sollecitazione alla base

$N_b = 147077.86$ (kN)

$M_b = 241723.57$ (kNm)

Tensioni alla base

$\sigma_{zmax} = 1458.31$ (kN/m²)

$\sigma_{zmin} = -156.96$ (kN/m²)

Spostamento in testa e rotazione

$\delta = 4.87$ (cm)

$\omega = 0.00278$ (rad)

$\omega = 0.160$ (°)

Profondità del centro di rotazione

$z_0 = 17.48$ (m)

Coefficiente di Sicurezza

$F_s = N_{lim} / N_b$

$F_s = 9.64 \geq 2.3 = \gamma_R$

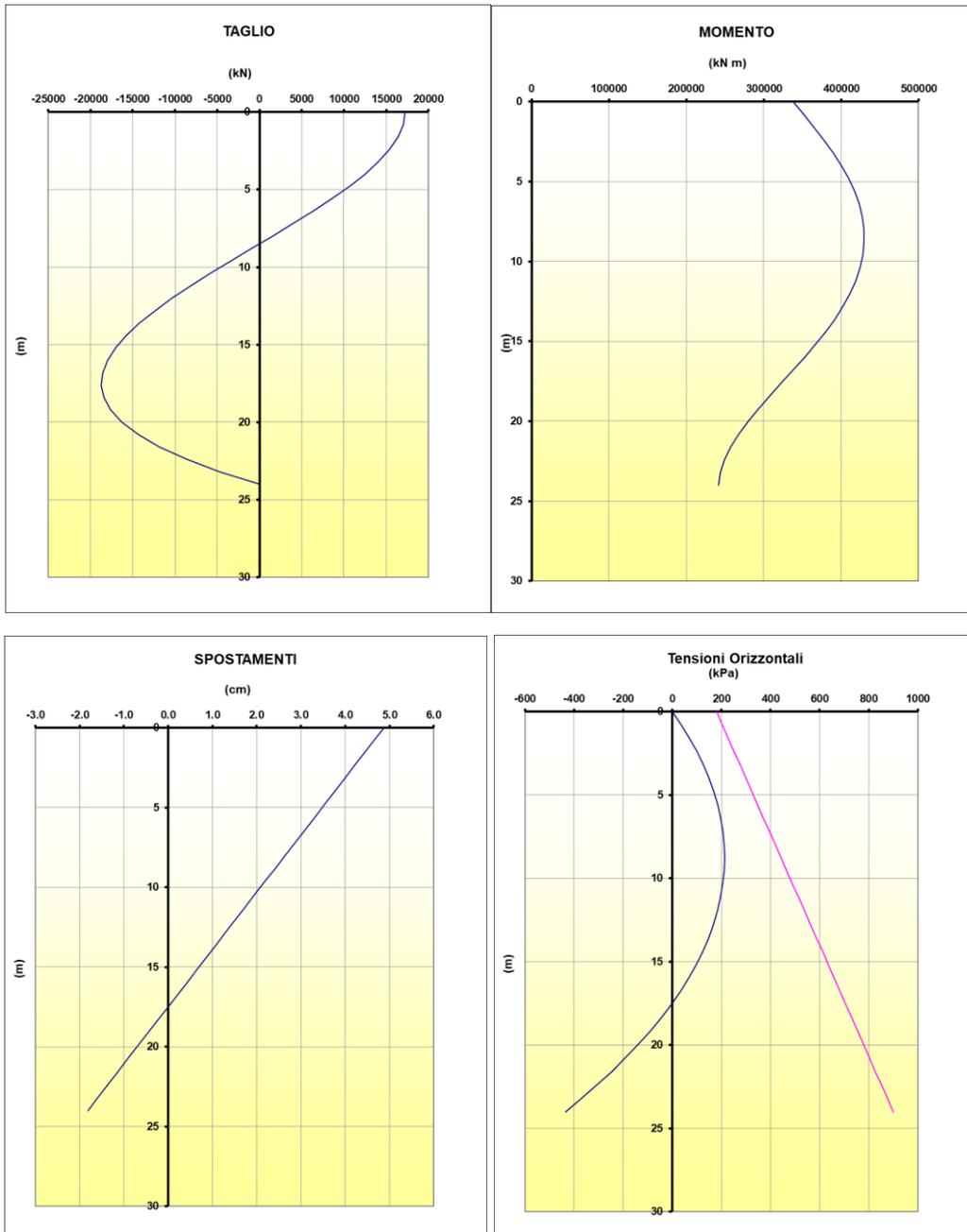


Figura 13 Diagrammi degli spostamenti e delle sollecitazioni

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA POTENZIAMENTO DELLA LINEA VENEZIA TRIESTE					
	Relazione di Predimensionamento Pila – impalcati 68m	COMMESSA IZ04	LOTTO 40	CODIFICA R09	DOCUMENTO CL VI01 002	REV. A

9.6 VERIFICA NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITI IDRAULICI

9.6.1 Verifica del tampone di fondo in Jet-Grouting

Nel presente paragrafo si esegue la verifica dello stato limite di sollevamento.

Il sollevamento (Uplift) comporta la perdita di equilibrio della struttura o del terreno a causa della sottospinta dell'acqua. Per la stabilità al sollevamento a breve termine, deve risultare che il valore di progetto dell'azione instabilizzante, ovvero sia della risultante delle pressioni idrauliche alla base ($U_{base} - U_{top}$), sia non maggiore della combinazione dei valori di progetto delle azioni stabilizzanti ($W + Q_d$):

$$F_{SUPPLIFT} = \frac{W + Q_d}{U_{base} - U_{top}}$$

Si assume un coefficiente parziale γ_{G1} pari a 1.1 per le azioni destabilizzanti e pari a 0.9 per quelle stabilizzanti. Seguono i risultati della verifica.

Spessore tampone Jet grouting	h_j	=	10 m
Peso Specifico Jet grouting	γ_j	=	20 kN/m ³
Area di Base	A	=	200.96 m ²
<i>Peso jet grouting: $h_j \gamma_j Area$</i>	G_j	=	40192 kN
Sovraccarico	G_2	=	0 kN
Resistenza laterale: $0.5 \gamma k_p H^2 \tan \delta_p$	$R_{laterale}$	=	11330 kN
Contributo stabilizzante			51522 kN
Coefficiente	γ_{G1}	=	0.9
Contributo stabilizzante fattorizzato			46370 kN
Battente idraulico	z	=	20 m
<i>Sottospinta idraulica</i>	U_w	=	40192 kN
Coefficiente	γ_{G1}	=	1.1
Sottospinta idraulica fattorizzato	U_w	=	44211 kN/m²
Fattore di sicurezza	F.S.	=	1.05

	PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA POTENZIAMENTO DELLA LINEA VENEZIA TRIESTE					
	Relazione di Predimensionamento Pila – impalcati 68m	COMMESSA IZ04	LOTTO 40	CODIFICA R09	DOCUMENTO CL VI01 002	REV. A

10 INDICE DELLE FIGURE

Figura 1: Spettri di risposta elastici_SLV (Componente orizzontale e verticale)	21
Figura 2: Spettri di risposta di progetto (q=1,5)_SLV (Componente orizzontale e verticale)	26
Figura 3: Valori dei coefficienti parziali di sicurezza – Tabella 5.2.V del D.M. 17 gennaio 2018	30
Figura 4: Valori dei coefficienti di combinazione– Tabella 5.2.VI del D.M. 17 gennaio 2018.....	31
Figura 5: Ulteriori valori dei coefficienti di combinazione – Tabella 5.2.VII del D.M. 17 gennaio 2018	31
Figura 6: Valutazione dei carichi da traffico – Tabella 5.2.IV del D.M. 17 gennaio 2018	32
Figura 7: Modello della pila ad oscillatore semplice.....	42
Figura 8: Vista in pianta	59
Figura 9 Modello di calcolo del pozzo adottato per le verifiche geotecniche (metodo di Jamiolkowski).....	61
Figura 10– Schematizzazione del pozzo di fondazione.....	62
Figura 11– Fondazione effettiva equivalente.	65
Figura 12 Diagrammi degli spostamenti e delle sollecitazioni.....	75
Figura 13 Diagrammi degli spostamenti e delle sollecitazioni.....	83