

COMMITTENTE



PROGETTAZIONE:



DIREZIONE TECNICA

S.O. OPERE CIVILI

PROGETTO FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA

POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE ORTE-FALCONARA

RADDOPPIO DELLA TRATTA PM228-CASTELPLANIO

Lotto 2

NW01 – Viadotto da pk 0+316.00 a pk 0+366.00 su NVP1

Relazione di predimensionamento pile Impalcati 25/25m (P1)

SCALA:

-

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

IR0F 02 R 09 CL NW0100 001 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	EMISSIONE DEFINITIVA	P. Maestrelli <i>[Signature]</i>	Settembre 2021	A. Ferri <i>[Signature]</i>	Settembre 2021	C. Urcioli <i>[Signature]</i>	Settembre 2021	A. Vittozzi Settembre 2021

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

File: IR0F02R09CLNW0100001A.doc

n. Elab.: -



## INDICE

1	PREMESSA .....	6
2	DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO .....	7
3	DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO .....	9
4	VITA NOMINALE E CLASSE D'USO .....	11
4.1	VITA NOMINALE .....	11
4.2	CLASSE D'USO .....	12
4.3	PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA .....	12
5	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI .....	13
5.1	CALCESTRUZZO PER STRUTTURE IN FONDAZIONE ED ELEVAZIONE .....	13
5.2	ACCIAIO D'ARMATURA IN BARRE TONDE AD ADERENZA MIGLIORATA .....	15
5.3	COPRIFERRO .....	17
6	INQUADRAMENTO GEOTECNICO.....	20
6.1	DEPOSITI ALLUVIONALI SUPERFICIALI .....	21
6.1.1	<i>Strati limoso argillosi</i> .....	21
6.1.2	<i>Materiali granulari</i> .....	22
6.2	FORMAZIONI LAPIDEE.....	24
6.2.1	<i>Caratteristiche di resistenza</i> .....	24
6.2.2	<i>Caratteristiche di deformabilità</i> .....	25
6.2.1	<i>Determinazione dei parametri per il calcolo della fondazione in formazione calcarea (CL)</i> .....	26
6.3	FASCE DI ALTERAZIONE FORMAZIONI MARNOSE .....	28
6.4	ARGILLE AZZURRE.....	28
6.5	STRATIGRAFIA.....	30
7	ANALISI DEI CARICHI .....	31
7.1	CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI (G1) .....	31
7.2	CARICHI TRASMESSI DALL'IMPALCATO.....	31

7.2.1	Azioni variabili da traffico, Carichi mobili $q_1$ .....	32
7.2.2	Carico da Frenatura $q_3$ .....	34
7.2.3	Carico da forza centrifuga $q_4$ .....	34
7.3	AZIONE DEL VENTO SULLA PILA $Q_6$ .....	35
7.4	AZIONI SISMICHE $Q_7$ .....	36
7.4.1	Vita Nominale e classe d'uso.....	38
7.4.2	Stati limite e relative probabilità di superamento .....	39
7.4.3	Accelerazione ( $a_g$ ), fattore ( $F_0$ ) e periodo ( $T^*_c$ ) .....	39
7.4.4	Classificazione dei terreni .....	41
7.4.5	Amplificazione stratigrafica .....	42
7.4.6	Amplificazione topografica .....	44
7.4.7	Spettri di risposta elastici .....	45
7.4.8	Spettri di risposta di progetto .....	47
7.4.9	Combinazione delle componenti dell'azione sismica e valutazione delle masse .....	51
7.5	VARIAZIONI TERMICHE $\varepsilon_3$ .....	51
8	MODELLAZIONE STRUTTURALE E COMBINAZIONI DI CARICO .....	52
8.1	COMBINAZIONI DI CARICO.....	52
8.2	MODELLAZIONE STRUTTURALE .....	56
9	VERIFICHE .....	58
9.1	SOLLECITAZIONI DI VERIFICA.....	59
9.2	VERIFICHE STRUTTURALI PILA.....	63
9.2.1	Verifiche a pressoflessione alla base .....	63
9.2.2	Verifiche a taglio alla base .....	66
9.3	VERIFICHE DELLA FONDAZIONE .....	73
9.3.1	SOLLECITAZIONI AGENTI .....	74
9.3.2	VERIFICHE GEOTECNICHE .....	76



## **1 PREMESSA**

La presente relazione afferisce ai calcoli e alle verifiche strutturali della pila di sostegno degli impalcati tipologici, nell'ambito del progetto di prefattibilità tecnico-economica del potenziamento infrastrutturale Orte-Falconara, raddoppio della tratta PM228-Castelplanio.

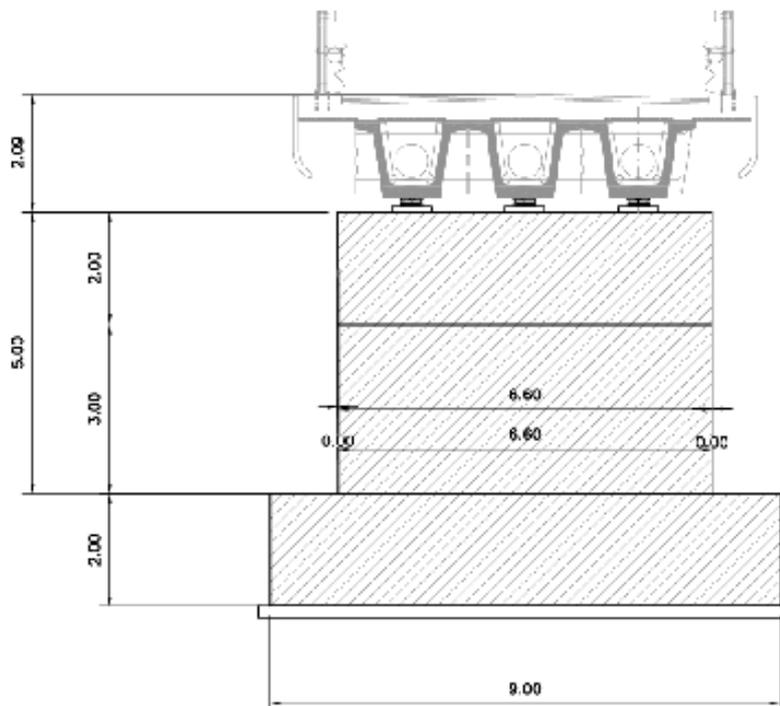
Le strutture sono state progettate coerentemente con quanto previsto dalla normativa vigente, "Norme Tecniche per le Costruzioni"- DM 14.1.2018 e relativa Circolare "Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni".

## 2 DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO

La tipologia di pila in esame prevede una sezione rettangolare con estremità arrotondate, di larghezza 2m in direzione longitudinale rispetto all'asse del viadotto e lunghezza di 6.6m in direzione trasversale rispetto all'asse del viadotto. La sezione è piena e viene coronata da un pulvino di larghezza 2,8m e lunghezza 6,6m.

### SEZIONE TRASVERSALE PILA

Scala 1:100

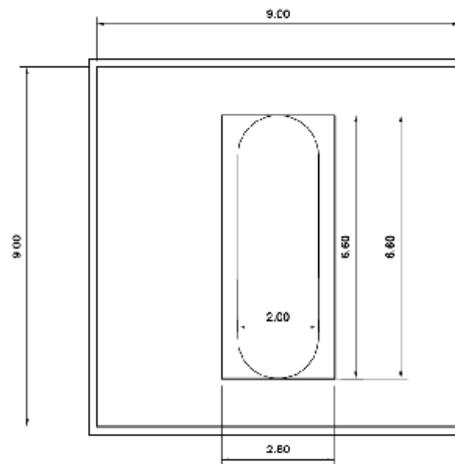


L'altezza di calcolo delle pile tipo in oggetto è assunta pari a 5m.

Il sistema di fondazione previsto è del tipo diretto, con plinto di spessore pari a 2.00m e dimensioni in pianta 9x9m.

### PIANTA FONDAZIONE

Scala 1:100



Lo scavo di queste fondazioni è previsto aperto con pendenza del versante 2:3 fino alla quota di fondo scavo.

Si riportano nel seguito le verifiche di predimensionamento.

### 3 DOCUMENTAZIONE 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;*

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 struttura per la resistenza sismica – Parte 2: Ponti;
- **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 VITA NOMINALE E CLASSE D'USO

### 4.1 Vita nominale

La vita nominale di una costruzione, è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve essere usata per lo scopo al quale è destinata. Essa è la durata alla quale deve farsi espresso riferimento in sede progettuale, in relazione alla durabilità delle costruzioni, nel dimensionare le strutture ed i particolari costruttivi, nella scelta dei materiali e delle eventuali applicazioni e misure protettive per garantire il mantenimento della resistenza e della funzionalità.

Facendo riferimento al punto 2.4.1 del DM2018, la vita nominale dell'opera è quella per "Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari", pari dunque a 50 anni.

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di $V_N$ (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

## 4.2 Classe d'uso

La norma attribuisce alle costruzioni, in funzione della loro destinazione d'uso e, quindi delle conseguenze di un'interruzione di operatività o di un eventuale collasso in conseguenza di un evento sismico, diverse classi d'uso; a ciascuna classe corrisponde un coefficiente d'uso  $c_U$ .

Facendo riferimento al punto 2.4.2 del DM2018, la classe d'uso attribuita a quest'opera è la II, per la quale è necessari considerare un coefficiente d'uso  $c_U$  pari a 1.

*Classe I:* Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

*Classe II:* Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

*Classe III:* Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

*Classe IV:* Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

## 4.3 Periodo di riferimento per l'azione sismica

In riferimento a quanto detto nei paragrafi precedenti, il periodo di riferimento  $V_R$  da prendere a riferimento per valutare le azioni sismiche sulla struttura sarebbe pari a  $V_R = V_N \cdot c_U = 50 \cdot 2,0 = 100$  anni.

Convenzionalmente si estende a quest'opera il valore di periodo di riferimento  $V_R = 112,5$  anni, relativo alla linea ferroviaria adiacente.

## 5 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

### 5.1 Calcestruzzo per strutture in fondazione ed elevazione

Si riportano di seguito due tabelle riepilogative del tipo e delle caratteristiche del calcestruzzo adottato per i diversi elementi strutturali: (Tab. 1 e Tab. 2):

Descrizione	Magrone	Struttura in elevazione	Strutture in fondazioni
Classe di resistenza	C12/15	C30/37	C25/30
Classe di esposizione	X0	XC3	XC2
Condizioni ambientali	-	ordinarie	ordinarie
Rapporto acqua/cemento	-	0,55	0,60
Diametro massimo inerti	-	25 mm	32 mm
Tipo di cemento	I, II, III, IV, V	III, IV, V	III, IV, V
Contenuto min. cemento	-	280 kg/mc	280 kg/mc
Classe minima di consistenza	-	S4	S4

Tab. 1 – Tabella caratteristiche dei calcestruzzo delle strutture

Parametri	UM	Magrone	Struttura in elevazione	Strutture in fondazioni
$R_{ck}$	(N/mm <sup>2</sup> )	15	37	30
$f_{ck}$	(N/mm <sup>2</sup> )	12	30	25
$f_{cm}$	(N/mm <sup>2</sup> )	-	36	33
$\alpha_{cc}$	(-)	-	0,85	0,85
$\gamma_c$	(-)	-	1,50	1,50
$f_{cd}$	(N/mm <sup>2</sup> )	-	17,40	14,17
$f_{ctm}$	(N/mm <sup>2</sup> )	-	2,90	2,56

Parametri	UM	Magrone	Struttura in elevazione	Strutture in fondazioni
$f_{ctk}$	(N/mm <sup>2</sup> )	-	2,03	1,79
$f_{ctd}$	(N/mm <sup>2</sup> )	-	1,35	1.19
$E_c$	(N/mm <sup>2</sup> )	-	32837	31476
$0.55 \cdot f_{ck}$ (rara)	(N/mm <sup>2</sup> )	-	16,89	12,28
$0.40 \cdot f_{ck}$ (QP)	(N/mm <sup>2</sup> )	-	13,70	9,96

Tab. 2 – Tabella caratteristiche parametri operativi dei calcestruzzi delle strutture

dove:

$R_{ck}$  = Resistenza cubica caratteristica a compressione

$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck}$  = Resistenza cilindrica caratteristica

$f_{cm} = f_{ck} + 8$  (N/mm<sup>2</sup>) = Resistenza cilindrica media a compressione

$\alpha_{cc}$  = Coefficiente per effetti a lungo termine e sfavorevoli:  $\alpha_{cc}$  (t > 28gg) = 0.85

$\gamma_c = 1.5$ ; viene ridotto a 1.4 per produzioni continuative di elementi o strutture soggette a controllo continuativo del calcestruzzo dal quale risulti un coefficiente di variazione (rapporto tra scarto

quadratico medio e valore medio della resistenza) non superiore al 10%.  $f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c}$  = Resistenza di

calcolo a compressione

$f_{ctm} = 0.3 \cdot (f_{ck})^{2/3}$  [per classi  $\leq$  C50/60] = Resistenza cilindrica media a trazione

$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm}$  = Resistenza cilindrica caratteristica a trazione

$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c}$  = Resistenza di calcolo a trazione

$f_{ctm} = 1.2 \cdot f_{ctm}$  = Resistenza media a trazione per flessione

$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm}$  = Resistenza cilindrica caratteristica a trazione

$E_{cm} = 22000 \cdot \left( \frac{f_{cm}}{10} \right)^{0.3}$  = Modulo Elastico

- Coefficiente di Poisson:

Secondo quanto prescritto al punto 11.2.10.4 della NTC2018, per il coefficiente di Poisson può adottarsi, a seconda dello stato di sollecitazione, un valore compreso tra 0 (calcestruzzo fessurato) e 0.2 (calcestruzzo non fessurato).

- Coefficiente di dilatazione termica:

In sede di progettazione, o in mancanza di una determinazione sperimentale diretta, per il coefficiente di dilatazione termica del calcestruzzo può assumersi un valore medio pari a  $10 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$  (NTC2018 – 11.2.10.5).

- Tensione di compressione limite nel calcestruzzo:

I valori limite per le tensioni di compressione nel calcestruzzo sono stati definiti in accordo con il punto 2.5.1.8.3.2.1 di .. Non si tiene in considerazione della riduzione del 30% dei valori poiché gli spessori delle opere d'arte in oggetto hanno spessori maggiori di 5 cm.

## 5.2 Acciaio d'armatura in barre tonde ad aderenza migliorata

Si adotta acciaio tipo B450C come previsto al punto 11.3.2.1 delle NTC2018, per il quale si possono assumere le seguenti caratteristiche:

- Resistenza a trazione – compressione:

$$f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2 = \text{Resistenza caratteristica di rottura}$$

$$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2 = \text{Resistenza caratteristica a snervamento}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 391.3 \text{ N/mm}^2 = \text{Resistenza di calcolo}$$

dove:

$\gamma_s = 1.15 =$  Coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio.

Rapporto:  $1.15 < (f_t/f_y)_k < 1.35$  (frattile 10%)

Rapporto:  $(f_y/f_{y,nom})_k < 1.25$  (frattile 10%)

Allungamento:  $(A_{gt})_k > 7.5\%$  (frattile 10%)

- Modulo Elastico:

$$E_s = 210000 \text{ N/mm}^2$$

- Tensione limite di trazione nell'acciaio in combinazione rara (§2.5.1.8.3.2.1 di .):

$$0,75 \cdot f_{yk} = 337.50 \text{ N/mm}^2$$

- Tensione tangenziale di aderenza acciaio-calcestruzzo:

Parametri	UM	Struttura in elevazione	Strutture in fondazioni
$f_{bk}$	(N/mm <sup>2</sup> )	4,36	4,36
$f_{bd}$	(N/mm <sup>2</sup> )	2,90	2,90

Tab. 3 – Tabella caratteristiche meccaniche acciaio ordinario per strutture in calcestruzzo armato

dove:

$$f_{bk} = 2.25 \cdot \eta \cdot f_{ctk} = \text{Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza}$$

$$f_{bd} = \frac{f_{bk}}{\gamma_c} = \text{Resistenza tangenziale di aderenza di calcolo}$$

$\eta = 1.0$  – per barre di diametro  $\Phi \leq 32$  mm;

$\gamma_c = 1.5$  – Coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo.

### 5.3 Copriferro

Con riferimento al punto 4.1.6.1.3 delle NTC, al fine della protezione delle armature dalla corrosione il valore minimo dello strato di ricoprimento di calcestruzzo (copriferro) deve rispettare quanto indicato nella tabella C4.1.IV della Circolare 21.2.2019 (Tab. 4), riportata di seguito, nella quale sono distinte le tre condizioni ambientali di Tabella 4.1.III delle NTC (Tab. 5).

C <sub>min</sub>	C <sub>o</sub>	ambiente	barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi		cavi da c.a.p. elementi a piastra		cavi da c.a.p. altri elementi	
			C <sub>≥C<sub>o</sub></sub>	C <sub>min</sub> ≤C<C <sub>o</sub>	C <sub>≥C<sub>o</sub></sub>	C <sub>min</sub> ≤C<C <sub>o</sub>	C <sub>≥C<sub>o</sub></sub>	C <sub>min</sub> ≤C<C <sub>o</sub>	C <sub>≥C<sub>o</sub></sub>	C <sub>min</sub> ≤C<C <sub>o</sub>
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C30/37	C40/50	aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	molto ag.	35	40	40	45	45	50	50	50

Tab. 4 – Tabella C4.1.IV della Circolare applicativa delle NTC del 21.02.2019

Tab. 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Tab. 5 – Tabella 4.1.III delle NTC 2018

I valori della Tab. 4 si riferiscono a costruzioni con vita nominale di 50 anni (Tipo 2 secondo la Tabella 2.4.I delle NTC). Per costruzioni con vita nominale di 100 anni (Tipo 3 secondo la citata Tabella 2.4.I delle NTC ) i valori della Tabella C4.1.IV vanno aumentati di 10 mm. Per classi di resistenza inferiori a C<sub>min</sub> i valori della tabella sono da aumentare di 5 mm. Per produzioni di elementi sottoposte a controllo di qualità che preveda anche la verifica dei copriferri, i valori della tabella possono essere ridotti di 5 mm. A tali valori di tabella vanno aggiunte le tolleranze di posa, pari a 10 mm o minore, secondo indicazioni di norme di comprovata validità.

Al punto 2.5.2.2.3.2 del MdP RFI vengono forniti i valori minimi del copriferro da adottare per i diversi elementi strutturali riportati in Tab. 3. Nei casi in cui le condizioni ambientali per l'opera in progetto siano aggressive e molto aggressive ai sensi della Tab.4.1.III del DM 17.01.2018 (Tab. 5), il copriferro minimo indicato Tab. 6 va aumentato rispettivamente di 10 mm e di 20 mm (ad eccezione dei pali).

Elemento strutturale	Copriferro minimo
Pali (di paratie o opere di sostegno), diaframmi e relativi cordoli di collegamento gettati in opera	60mm
Pali/diaframmi di fondazione gettati in opera	60mm
Pali di fondazione prefabbricati	60mm
Solettoni di fondazione, fondazioni armate	40mm
Fondazioni non armate (pozzi, sottopinti, ecc.)	40mm
Cunette canalette e cordoli	40mm
Opere in elevazione in viste (pile, spalle, pulvini, baggioli)	40mm
Opere in elevazione con superfici interrato o non ispezionabili	40mm
Solette estradosso	35mm
Solette intradosso (getto in opera)	35mm
Impalcate armatura ordinaria	40mm
Impalcate in C.A.P. - cavi pre-tesi	Max ( $3\Phi_{TR}$ ; 50mm)
Impalcate in C.A.P. cavi post-tesi	Max ( $\Phi_G$ ; 60mm)
Predalles prefabbricate con funzioni strutturali	25mm
Predalles senza funzioni strutturali	Max ( $\Phi_{inf}$ ; 20mm)

Tabella 2.5.2.2.3.2.-1

Con:

$\Phi_{TR}$  = diametro esterno filo, treccia o trefolo;

$\Phi_G$  = diametro esterno guaina;

$\Phi_{IN}$  = diametro armatura inferiore delle lastre.

Tab. 6 – Tabella copriferri minimi del Manuale di Progettazione RFI

Il valore del copriferro di progetto da adottare per le opere d'arte in progetto sarà dato dal maggiore tra il valore desunto dalle prescrizioni delle NTC e da quanto previsto dal MdP e Capitolato opere civili RFI.

Si riportano i valori minimi del copriferro di progetto per le opere d'arte in oggetto della presente relazione secondo il punto 4.1.6.1.3 di NTC e secondo il punto 2.5.2.2.3.2 del MdP sulla base dei quali viene scelto il valore più conservativo ai fini della durabilità del calcestruzzo.

Opera d'arte	Ambiente	Copriferro minimo secondo Tab. C4.1.IV (mm)	Maggioraz. Copriferro per classe di resistenza $C < C_{min}$ (mm)	Tolleranza di posa (mm)	Riduzione per produzioni in controllo qualità (mm)	Maggioraz. Copriferro per $V_N > 50$ anni (mm)	Copriferro minimo di progetto (mm)
Struttura in elevazione	Ordinario	25	0	10	0	0	35
Fondazioni	Ordinario	25	0	10	0	0	35

Tab. 7 – Tabella copriferri minimi secondo le NTC 2018

Opera d'arte	Ambiente	Copriferro minimo (mm)	Maggiorazione in funzione classe ambientale (mm)	Copriferro minimo di progetto (mm)
Struttura in elevazione	Ordinario	25	0	35
Fondazioni	Ordinario	25	0	35

Tab. 8 – Tabella copriferri minimi secondo MdP RFI

In definitiva si prescrive che in fondazione e in elevazione il copriferro netto di progetto non deve essere inferiore a **40mm**.

Per i pali di fondazione il copriferro netto di progetto non deve essere inferiore a **60mm**.

## 6 INQUADRAMENTO GEOTECNICO

Con riferimento alle indicazioni contenute nella relazione geotecnica, si riepilogano nel seguito le unità geotecniche individuate.

LEGENDA			
UNITA' GEOTECNICA	DESCRIZIONE		UNITA' GEOLOGICA
	ALLUVIONI TERRAZZATE E DEPOSITI DI VERSANTE		
	Dc	Livelli a prevalente componente limoso argillosa	MUSbn, MUSa, MTIbn, MTIa
	Dg	Livelli a prevalente componente ghiaioso sabbiosa	
<b>FORMAZIONI CALCAREE</b>			
	CL	Calcari	COI, MAI, MAS2, POD, SAA1, SAA2, SAA3, SBI, VAS
<b>FORMAZIONI MARNOSE</b>			
	M_b	Bisciaro	BIS
	M_f	Marne a fucoidi	FUC
	M_s	Scaglia Cinerea, Schilier	SCC, SCH
	M_alt	Fasce di alterazione delle formazioni marnose (tutte)	
<b>ARGILLE AZZURRE</b>			
	Aa_L	Limo con argilla, sabbiosa o debolmente sabbiosa	FAAe, FAA2
	Aa_Ar	Livelli arenacei, a granulometria da medio-fine a grossolana	

Tab. 9 – Riepilogo unità geotecniche/unità geologiche

## 6.1 Depositi alluvionali superficiali

### 6.1.1 Strati limoso argillosi

Si riassumono qui di seguito le caratteristiche generali tipiche riscontrate nei terreni a granulometria fine facenti parte delle Alluvioni Terrazzate:

- Limite di liquidità 20÷50 %
- Limite di plasticità 4÷20 %
- Contenuto d'acqua 10÷25 %
- Indice di consistenza 0.8÷1.4
- Grado di saturazione 85÷100 %
- Peso di volume naturale 1.9÷2.1 Mg/m<sup>3</sup>
- Peso di volume secco 1.5÷1.7 Mg/m<sup>3</sup>

Resistenza al taglio in condizioni non drenate	$c_u = 130 \text{ kPa}$	per $z \leq 4.0 \text{ m}$ dal p.c.
	$c_u = 80 \text{ kPa}$	per $4.0 \text{ m} > z \leq 8.0 \text{ m}$ dal p.c.
	$c_u = 60 \text{ kPa}$	per $z > 8.0 \text{ m}$ dal p.c.
Resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci	$\phi' = 28^\circ$	$c' = 0 \text{ kPa}$
	$\phi' = 25^\circ$	$c' = 3 \text{ kPa}$
Modulo edometrico	$E_{Ed} = 11 \text{ MPa}$	per $z \leq 4.0 \text{ m}$ dal p.c.
	$E_{Ed} = 7.5 \text{ MPa}$	per $z > 4.0 \text{ m}$ dal p.c.

Non si considerano i coefficienti di consolidazione e di permeabilità dei terreni coesivi in quanto essendo i materiali in questione fortemente sovraconsolidati e non saturi, anche oltre quanto rappresentato dalle prove di laboratorio, a seguito dell'applicazione del carico del rilevato ferroviario o altre condizioni similari i processi di cedimento si svilupperanno comunque in tempi molto rapidi senza che si instauri un vero processo di consolidazione.

### 6.1.2 Materiali granulari

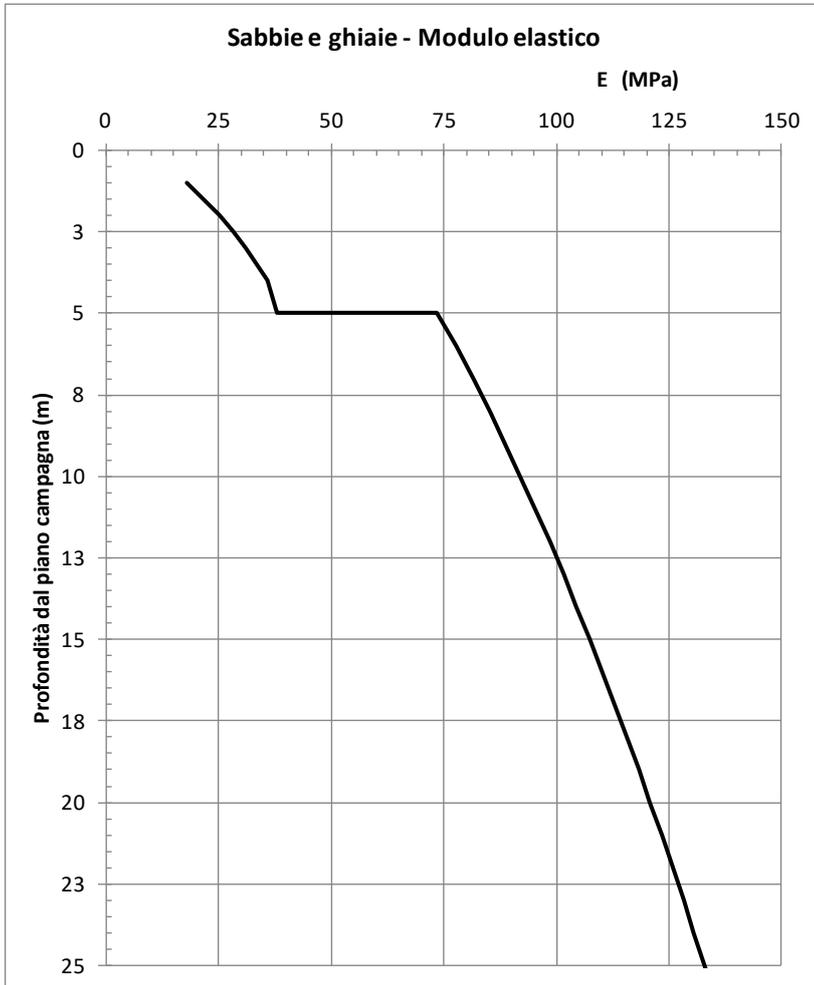
Per quanto riguarda i materiali granulari appartenenti alle Alluvioni Terrazzate si assumeranno i seguenti parametri geotecnici:

peso di volume naturale		$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$
peso di volume naturale sommerso		$\gamma = 11 \text{ kN/m}^3$
densità relativa	DR = 40 %	per $z \leq 5.0 \text{ m}$ dal p.c.
	DR = 80 %	per $z > 5.0 \text{ m}$ dal p.c.
angolo di attrito	$\phi' = 32^\circ$	in sabbia con $z \leq 5.0 \text{ m}$ dal p.c.
	$\phi' = 34^\circ$	in sabbia con $z > 5.0 \text{ m}$ dal p.c.
	$\phi' = 37^\circ$	in ghiaia con $z > 5.0 \text{ m}$ dal p.c.
	$\phi' = 40^\circ$	in ghiaia con $z > 5.0 \text{ m}$ dal p.c.
Modulo elastico	E = 30 MPa	per $z \leq 5.0 \text{ m}$ dal p.c.
	E = 80 MPa	per $z > 5.0 \leq 10.0 \text{ m}$ dal p.c.
	E = 100 MPa	per $z > 10.0 \text{ m}$ dal p.c.

In alternativa si può utilizzare un andamento quale quello riportato nella seguente . sviluppata secondo le indicazioni di Berardi e Lancellotta ( . ed ipotizzando:

$K_E =$ numero del modulo =	400	per $z \leq 5.0 \text{ m}$ dal p.c.
	775	per $z > 5.0 \text{ m}$ dal p.c.

Livello della falda 4.0 m dal p.c.



Tab. 10 – Andamento del modulo elastico con la profondità nei materiali granulari

## 6.2 Formazioni lapidee

### 6.2.1 Caratteristiche di resistenza

Con riferimento ai risultati esposti nel capitolo . si indicano qui di seguito i parametri di riferimento adottati nelle verifiche di sicurezza relative ai materiali calcarei ed ai materiali marnosi.

Per i materiali calcarei si è fatto riferimento ai seguenti valori:

- resistenza a compressione  $\sigma_c = 40 \text{ MPa}$
- coefficiente  $m_i$  della roccia intatta  $m_i = 12$

Per quanto riguarda il GSI si potrà fare riferimento alla seguente tabella.

Formazione	Sigla	GSI
Corniola	COI	50±5
Maiolica	MAI	45±10
Calcarea massiccio del M. Nerone	MAS2	55±5
Scaglia Rossa (membro inferiore)	SAA1	40±10
Scaglia Rossa (membro intermedio)	SAA2	45±5
Scaglia Rossa (membro superiore)	SAA3	45±5
Scaglia Bianca	SBI	40±5
Scaglia Variegata	VAS	35±5

Tab. 11 – Valori GSI per le formazioni calcaree presenti lungo il tracciato

Per le formazioni marnose si è fatto riferimento ai parametri riportati nella seguente tabella.

Formazione	Sigla	$\sigma_c$ (MPa)	GSI	$m_i$
------------	-------	------------------	-----	-------

Formazione	Sigla	$\sigma_c$ (MPa)	GSI	$m_i$
Bisciaro	BIS	14.0	- - -	7
Marne a Fucoidi	FUC	40.0	25±5	7
Scaglia Cinerea	SCC	8.5	20±5	7
Schlier	SCH	9.5	30±5	7

Tab. 12 – Parametri di riferimento formazioni marnose

Il coefficiente  $m_i$  della roccia intatta è stato assunto pari a:

- Formazioni marnose  $m_i = 7$

### 6.2.2 Caratteristiche di deformabilità

Per le diverse formazioni presenti lungo il tracciato si è fatto riferimento per la roccia integra ai seguenti intervalli di valori di riferimento:

Rocce calcaree  $E = 30\div45$  GPa

Marne a Fucoidi  $E = 20\div40$  GPa

Schlier e Bisciaro  $E = 1\div3$  GPa

### 6.2.1 Determinazione dei parametri per il calcolo della fondazione in formazione calcarea (CL)

Con il software "Roclab", si procede a definire i parametri equivalenti  $c'$  e  $\phi'$  per l'unità CL, applicando la metodologia di Hoek-Brown.

Parametri:

Hoek Brown Classification	Hoek Brown Criterion	Failure Envelope Range
sigci 40 MPa	mb 0.44406	Application Custom
GSI 40	s 0.000167312	sig3max 0.3 MPa
mi 12	a 0.511368	
D 0.7		

Risultati:

#### Hoek-Brown Classification

intact uniaxial compressive strength = 40 MPa  
GSI = 40 mi = 12 Disturbance factor = 0.7

#### Hoek-Brown Criterion

mb = 0.444 s = 0.0002 a = 0.511

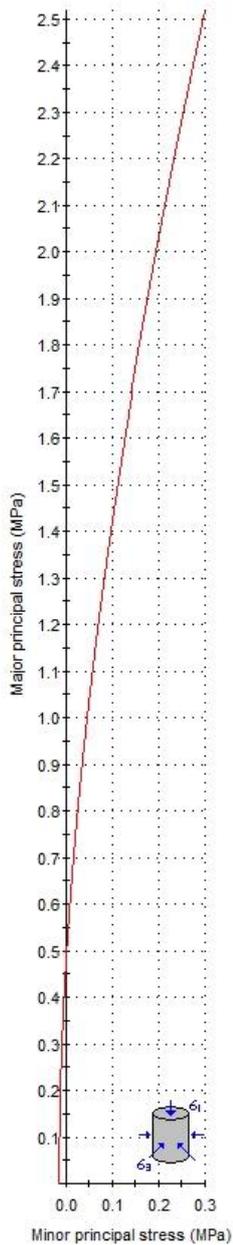
#### Mohr-Coulomb Fit

cohesion = 0.127 MPa friction angle = 47.73 deg

#### Rock Mass Parameters

tensile strength = -0.015 MPa  
uniaxial compressive strength = 0.469 MPa  
global strength = 3.365 MPa  
modulus of deformation = 2311.76 MPa

Analysis of Rock Strength using RocLab



**Hoek-Brown Classification**

intact uniaxial compressive strength = 40 MPa  
GSI = 40  $m_i = 12$  Disturbance factor = 0.7

**Hoek-Brown Criterion**

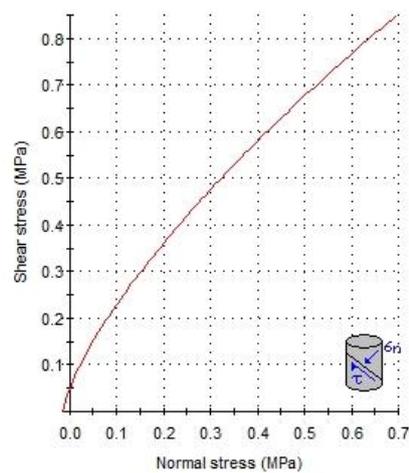
$m_b = 0.444$   $s = 0.0002$   $a = 0.511$

**Mohr-Coulomb Fit**

cohesion = 0.127 MPa friction angle = 47.73 deg

**Rock Mass Parameters**

tensile strength = -0.015 MPa  
uniaxial compressive strength = 0.469 MPa  
global strength = 3.365 MPa  
modulus of deformation = 2311.76 MPa



Si considerano pertanto i seguenti parametri in termini di sforzi efficaci  $\phi' = 45^\circ$   $c' = 125$  kPa



arenacei più competenti, o meno alterati, che producono una ampia dispersione nei risultati dell'indagine.

Qui di seguito si riassumono le principali caratteristiche fisico-meccaniche di questa formazione.

- Limite di liquidità  $25 \div 80$  %
- Limite di plasticità  $8 \div 50$  %
- Contenuto d'acqua  $12 \div 22$  %
- Indice di consistenza  $1.0 \div 1.3$  fino a 12 m dal tetto della formazione

$1.25 \div 1.35$  oltre i 12 m dal tetto della formazione

- Grado di saturazione  $80 \div 100$  %
- Peso di volume naturale  $2.0 \div 2.2$  Mg/m<sup>3</sup>
- Peso di volume secco  $1.7 \div 1.8$  Mg/m<sup>3</sup>

Resistenza al taglio in condizioni non drenate  $c_u = 180 \div 400$  kPa

Resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci  $\phi' = 25^\circ$   $c' = 3$  kPa

$\phi' = 22^\circ$   $c' = 15$  kPa

Modulo edometrico  $E_{Ed} = 10 \div 18$  MPa

## 6.5 Stratigrafia

Si riportano gli spessori e le caratteristiche del terreno caratterizzato al di sotto dell'opera in oggetto, o comunque della condizione peggiore per tutte le opere analoghe dello stesso viadotto.

L'opera in esame presenta la seguente stratigrafia:

Profondità da p.c. [m]	Unità geotecnica
Da 0,0	Unità CL

Tab. 13 – Stratigrafia utilizzata per il calcolo della capacità portante delle fondazioni

## 7 ANALISI DEI CARICHI

L'analisi dei carichi gravanti sulla pila è stata effettuata considerando le azioni provenienti dagli impalcati e le azioni direttamente applicate alla pila.

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

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

### 7.1 Carichi permanenti strutturali (G1)

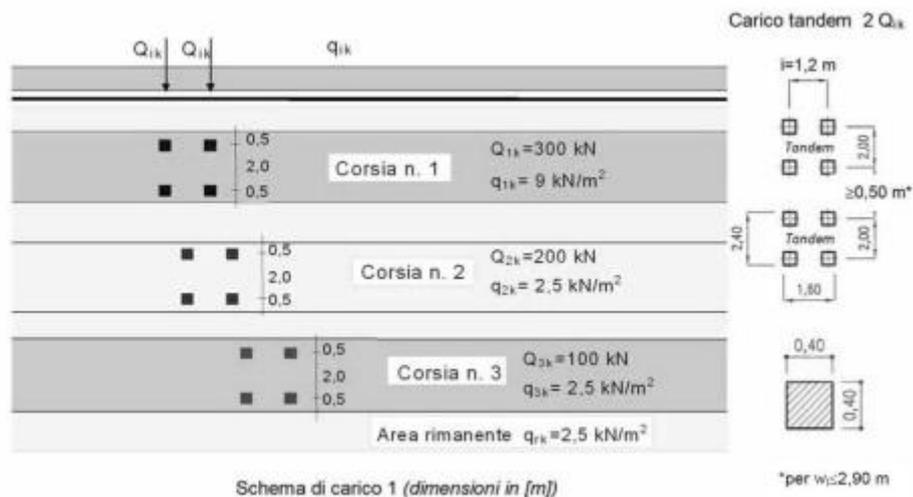
Le pile del viadotto ferroviario presentano altezze differenti ma medesima sezione, a meno delle barre d'armatura. Pertanto, assumendo un peso del calcestruzzo per unità di volume  $\gamma_{cls}=25 \text{ kN/m}^3$ , si calcola il peso proprio della pila applicato al modello. Stesso criterio è applicato per il peso dei plinti.

### 7.2 Carichi trasmessi dall'impalcato

Per la sintesi degli scarichi espletati dagli appoggi d'impalcato sulla pila, 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.

### 7.2.1 Azioni variabili da traffico, Carichi mobili $q_1$

Coerentemente con quanto indicato al par. 5.1.3.3.3 del DM2018 per l'analisi globale della pila si determinano i carichi massimi da traffico facendo riferimento allo schema di carico 1.

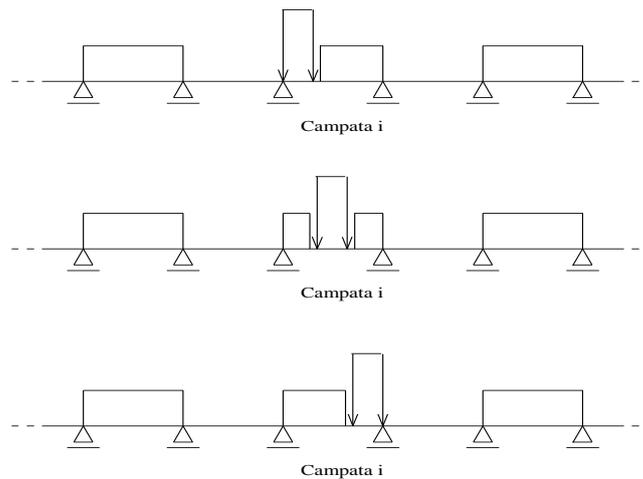


Nel caso in oggetto si impiegano due corsie di carico costituite da:

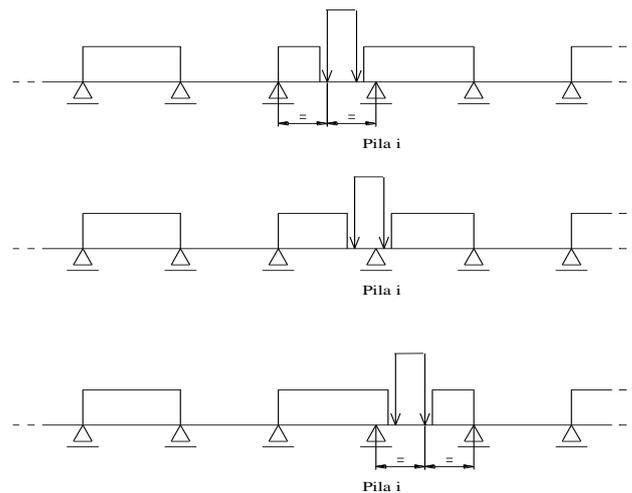
- una colonna di carichi costituita da un automezzo convenzionale  $Q_{1k}$  di 600 kN (2 assi di 2 ruote ciascuno, distanti 2.0 m in direzione trasversale e 1.20 m in senso longitudinale) e da un carico ripartito  $q_{1k}$  di 9 kN/m<sup>2</sup> distribuito linearmente in asse al convoglio;
- una seconda colonna di carichi, analoga alla precedente, disposta ad interasse di 3.00 m. da essa e con carichi totali pari rispettivamente a  $Q_{2k} = 400$  kN e  $q_{2k} = 2.5$  kN/m<sup>2</sup>;
- una colonna di carico  $q_{rk} = 2.5$  kN/m<sup>2</sup> nella zona di carreggiata non impegnata dai carichi precedenti;
- sul marciapiede, se presente, il carico  $q_{fk} = 5$  kN/m<sup>2</sup> da considerare al 50 % nelle combinazioni in cui sono presenti i carichi stradali.

Ripartizione longitudinale dei carichi mobili

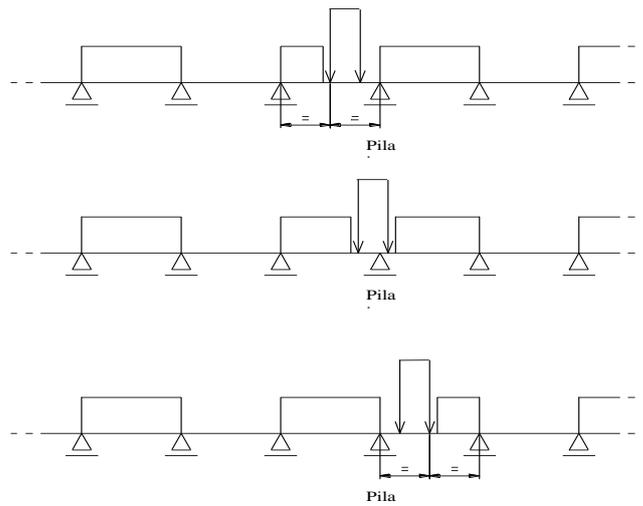
La ripartizione longitudinale che massimizza il momento flettente nella  $i$ -esima campata viene ricavata spostando il carico  $Q_{ik}$  all'interno della campata stessa.



La ripartizione longitudinale che massimizza il momento flettente in corrispondenza della pila  $i$ -esima viene ricavata spostando il carico  $Q_{ik}$  equivalente, partendo dalla mezzeria della campata  $i$ -esima fino alla mezzeria della campata  $i+1$ -esima.



La ripartizione trasversale che massimizza il taglio nella travata è la stessa che massimizza il momento flettente. La ripartizione longitudinale viene ottenuta spostando il carico  $Q_{ik}$  equivalente nel modo seguente.



### 7.2.2 Carico da Frenatura $q_3$

L'azione massima longitudinale da frenatura è determinata secondo quanto prescritto al par. 5.1.3.5 del DM2018, in funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n. 1, ed è uguale a:

$$180kN \leq q_3 = 0.6(2 \cdot Q_{1k}) + 0.1 \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900kN$$

### 7.2.3 Carico da forza centrifuga $q_4$

L'azione massima trasversale da forza centrifuga è determinata secondo quanto prescritto al par. 5.1.3.6 del DM2018, in funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale e del raggio di curvatura, secondo la tabella:

Raggio di curvatura [m]	$q_4$ [kN]
$R < 200$	$0,2 Q_v$
$200 \leq R \leq 1500$	$40 Q_v/R$
$1500 \leq R$	0

### 7.3 Azione del vento sulla pila q<sub>6</sub>

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<sub>L</sub> x B<sub>T</sub>.

Si assume cautelativamente una pressione di progetto pari a 2,5kN/m<sup>2</sup>.

Risulta pertanto sui due lati del fusto della pila:

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

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

## 7.4 Azioni sismiche q7

Nel presente paragrafo si riportano la descrizione e la valutazione dell'azione sismica secondo le specifiche del NTC 2018. L'azione sismica è descritta mediante spettri di risposta elastici e di progetto. In particolare, nel NTC 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;

$\eta$ : fattore che tiene conto di un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente  $\xi$ , 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;

$a_g$ : 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:

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

$\eta$ : fattore che tiene conto di un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente  $\xi$ , 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<sub>B</sub>, T<sub>C</sub>, T<sub>D</sub>: 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<sub>V</sub>: 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.

#### **7.4.1 Vita Nominale e classe d'uso**

I parametri sono presentati e definiti al cap.4.

#### 7.4.2 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.

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

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

Ai fini del NTC 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 (VN) 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: 43.4463°

Longitudine: 13.0202°

SLATO LIMITE	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$ [-]	$T_C^*$ [s]
SLO	68	0,080	2,452	0,294
SLD	113	0,099	2,435	0,310
SLV	1068	0,233	2,470	0,338
SLC	2193	0,295	2,518	0,343

Tab. 14 – Valutazione dei parametri  $a_g$ ,  $F_0$  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 NTC 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).

#### 7.4.4 Classificazione dei terreni

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	di di 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

	<p>fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di <math>V_{s,30}</math> compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero <math>15 &lt; N_{spt,30} &lt; 50</math> nei terreni a grana grossa e <math>70 &lt; C_{u,30} &lt; 250</math> kPa nei terreni a grana fina)</p>
Cat. D	<p>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 <math>V_{s,30}</math> inferiori a 180 m/s (ovvero <math>N_{spt,30} &lt; 15</math> nei terreni a grana grossa e <math>c_{u,30} &lt; 70</math> kPa nei terreni a grana fina)</p>
Cat. E	<p>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con <math>V_s &gt; 800</math> m/s)</p>

Sulla base delle indicazioni contenute nella relazione geotecnica, si considera cautelativamente una **categoria E** di suolo di fondazione per il Lotto 2.

#### **7.4.5 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	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_{int}}{l_c} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_c^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot \frac{a_{int}}{l_c} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_c^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_o \cdot \frac{a_{int}}{l_c} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_c^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_{int}}{l_c} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_c^*)^{-0,40}$

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

$$S_s = 1.368$$

$$C_c = 1.774$$

#### 7.4.6 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

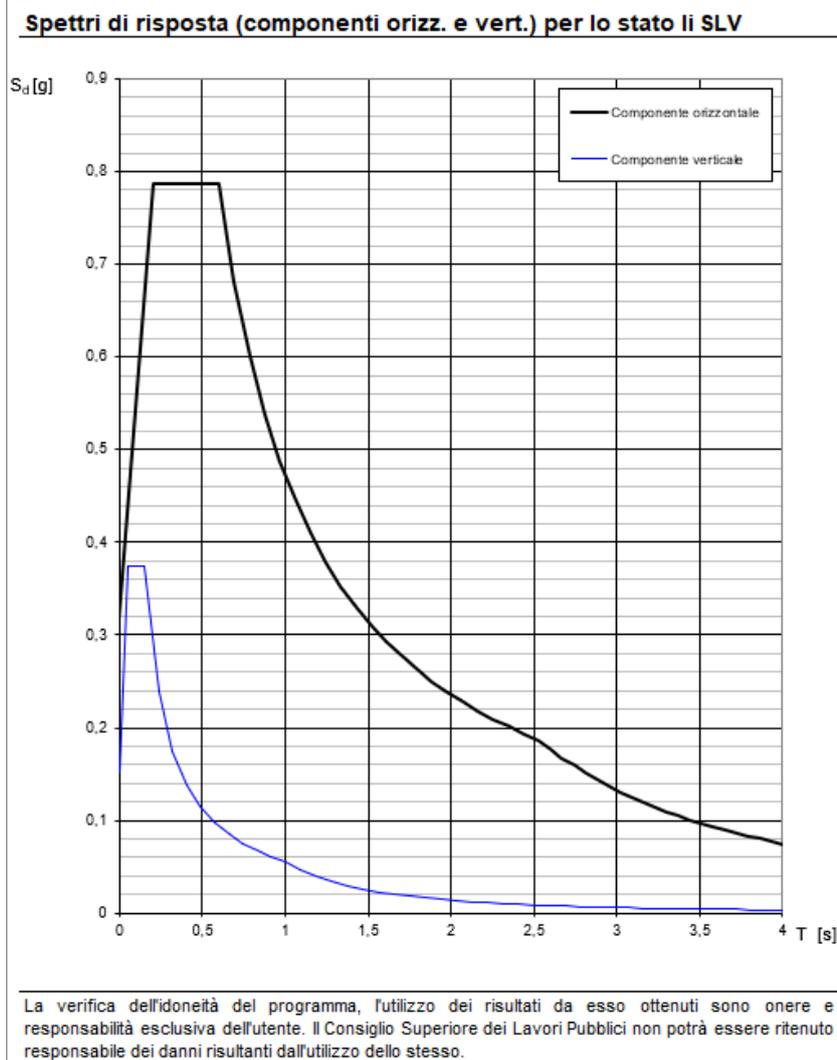
Nel caso in esame  $S_T = 1$ .

### 7.4.7 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.



Tab. 15 – Spettro di risposta (componenti orizz. e vert.) per l' SLV

**Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato lir8LV**

**Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLV
$a_x$	0,233 q
$F_x$	2,470
$T_c$	0,238 z
$S_x$	1,368
$C_c$	1,774
$S_T$	1,000
q	1,000

**Parametri dipendenti**

S	1,368
$\eta$	1,000
$T_B$	0,200 z
$T_C$	0,600 z
$T_D$	2,531 z

**Espressioni dei parametri dipendenti**

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

$$\eta = \sqrt{10 \cdot (S+2)} \geq 0,55; \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; § 3.2.3.5})$$

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

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

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

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

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

$$T_B \leq T < T_C \quad S_c(T) = a_x \cdot S \cdot \eta \cdot F_x$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_c(T) = a_x \cdot S \cdot \eta \cdot F_x \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_c(T) = a_x \cdot S \cdot \eta \cdot F_x \cdot \left( \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto  $S_d(T)$  per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuta dalle espressioni dello spettro elastico  $S_e(T)$  moltiplicando 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	0,318
	0,200	0,736
$T_B \leftarrow$	0,600	0,736
$T_C \leftarrow$	0,692	0,682
	0,784	0,602
	0,876	0,539
	0,968	0,487
	1,060	0,445
	1,152	0,410
	1,244	0,379
	1,336	0,353
	1,428	0,330
	1,519	0,310
	1,611	0,293
	1,703	0,277
	1,795	0,263
	1,887	0,250
	1,979	0,238
	2,071	0,228
	2,163	0,218
	2,255	0,209
	2,347	0,201
	2,439	0,193
$T_D \leftarrow$	2,531	0,186
	2,601	0,177
	2,671	0,167
	2,740	0,159
	2,810	0,151
	2,880	0,144
	2,950	0,137
	3,020	0,131
	3,090	0,125
	3,160	0,120
	3,230	0,114
	3,300	0,110
	3,370	0,105
	3,440	0,101
	3,510	0,097
	3,580	0,093
	3,650	0,090
	3,720	0,086
	3,790	0,083
	3,860	0,080
	3,930	0,077
	4,000	0,075

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

 <p><b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p><b>POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE ORTE-FALCONARA RADDOPPIO DELLA TRATTA PM228-CASTELPLANIO PROGETTO FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA</b></p>					
<p>Relazione di predimensionamento pile Impalcati 25/25m (P1)</p>	<p>COMMESSA IR0F</p>	<p>LOTTO 02 R 09</p>	<p>CODIFICA CL</p>	<p>DOCUMENTO NW0100 001</p>	<p>REV. A</p>	<p>FOGLIO 47 di 80</p>

#### 7.4.8 Spettri di risposta di progetto

In accordo con il par. 3.2.3.5 del NTC 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 sovrarresistenza, 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  $\eta$  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 NTC 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  $\alpha_u / \alpha_1$  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) NTC 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. 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 14/01/2008 "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:

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

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{1}{q} \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{15}{q} \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{1}{q} \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

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:

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

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:

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

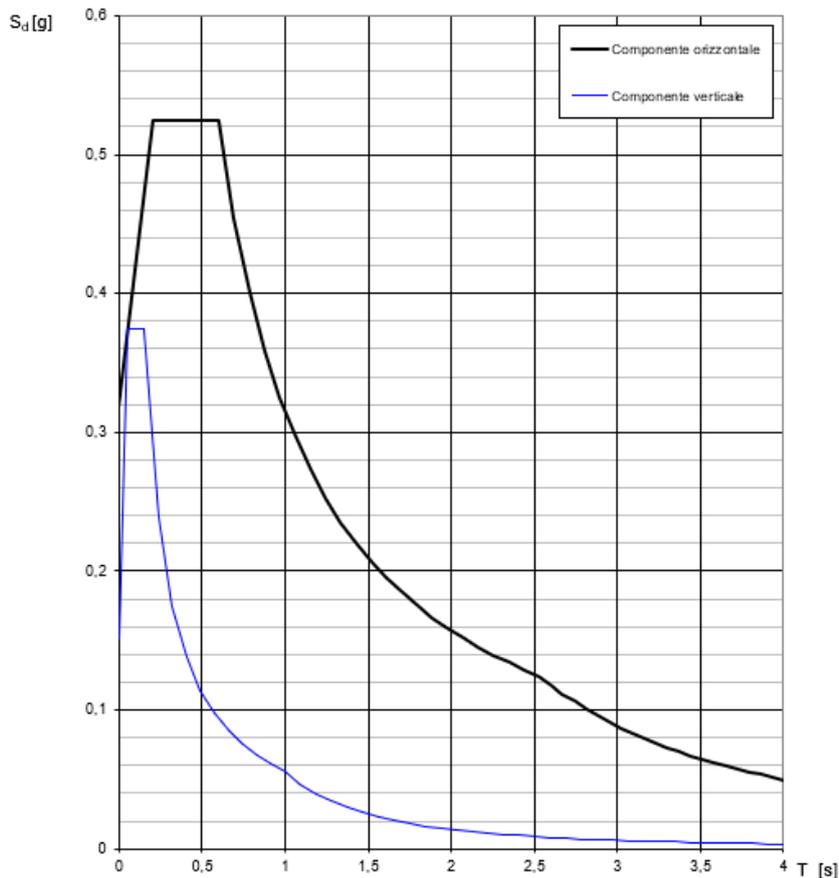
$T_D$ : periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro a spostamento costante ed è ottenuto mediante la seguente relazione:

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

$q$ : fattore di struttura.

Sono stati determinati gli spettri di risposta di progetto ed i parametri per lo SLV, riportati di seguito:

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



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

Tab. 16 – Spettro di risposta (componenti orizz. e vert.), con  $q=1,5$ , per l' SLV

**Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato lir8LV**

**Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLV
$a_s$	0,233 q
$F_s$	2,470
$T_c$	0,338 z
$S_s$	1,368
$C_c$	1,774
$S_T$	1,000
q	1,500

**Parametri dipendenti**

S	1,368
$\eta$	0,667
$T_b$	0,200 z
$T_c$	0,600 z
$T_D$	2,531 z

**Espressioni dei parametri dipendenti**

$$S = S_s \cdot S_0 \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10 \cdot (S + S_0)} \geq 0,5 S \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; 9.3.2.3.5})$$

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

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

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

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

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

$$T_b \leq T < T_c \quad S_d(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_c \leq T < T_D \quad S_d(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_c}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_d(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_c \cdot T_D}{T^2} \right)$$

La pectra di progetto  $S_d(T)$  per lo verifiche agli Stati Limite Ultimi è attonuta dalle espressioni della pectra elastica  $S_e(T)$  rartituenda da  $\eta$  can  $1/q$ , dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

**Punti dello spettro di risposta**

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,318
$T_b$	0,200	0,524
$T_c$	0,600	0,524
	0,692	0,454
	0,784	0,401
	0,876	0,359
	0,968	0,325
	1,060	0,297
	1,152	0,273
	1,244	0,253
	1,336	0,235
	1,428	0,220
	1,519	0,207
	1,611	0,195
	1,703	0,185
	1,795	0,175
	1,887	0,167
	1,979	0,159
	2,071	0,152
	2,163	0,145
	2,255	0,139
	2,347	0,134
	2,439	0,129
$T_D$	2,531	0,124
	2,601	0,118
	2,671	0,112
	2,740	0,106
	2,810	0,101
	2,880	0,096
	2,950	0,091
	3,020	0,087
	3,090	0,083
	3,160	0,080
	3,230	0,076
	3,300	0,073
	3,370	0,070
	3,440	0,067
	3,510	0,065
	3,580	0,062
	3,650	0,060
	3,720	0,058
	3,790	0,055
	3,860	0,053
	3,930	0,052
	4,000	0,050

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

#### **7.4.9 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.2018, oltre alla massa efficace dell'impalcato e della pila, è stata considerata un'aliquota pari al 20% del carico dovuto al transito dei mezzi.

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

#### **7.5 Variazioni termiche $\epsilon_3$**

Per l'analisi termica delle pile cave, eseguita in accordo con quanto previsto nel par. 5.2.2.5.2 del NTC 2018, si rimanda alla successiva fase di progetto.

## 8 MODELLAZIONE STRUTTURALE E COMBINAZIONI DI CARICO

### 8.1 Combinazioni di carico

Le combinazioni delle azioni sono state definite in accordo con quanto riportato al par. 2.5.3 del NTC 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  $\gamma_{Gi}$  e  $\gamma_{Qj}$  e quelli dei coefficienti di combinazione  $\Psi_{ij}$  sono stati desunti dal par. 5.2.3.3.1 del NTC 2018, relativo al capitolo sui 'Ponti ferroviari'. Di seguito si riportano le Tabelle di riferimento.

Per quanto riguarda il coefficiente di combinazione  $\Psi_{2j}$  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 NTC 2018.

Relazione di predimensionamento pile Impalcati 25/25m (P1)

COMMESSA LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO  
IR0F 02 R 09 CL NW0100 001 A 53 di 80

		Coefficiente	EQU <sup>(1)</sup>	A1	A2
Azioni permanenti g <sub>1</sub> e g <sub>3</sub>	favorevoli sfavorevoli	γ <sub>G1</sub> e γ <sub>G3</sub>	0,90	1,00	1,00
			1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali <sup>(2)</sup> g <sub>2</sub>	favorevoli sfavorevoli	γ <sub>G2</sub>	0,00	0,00	0,00
			1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli sfavorevoli	γ <sub>Q</sub>	0,00	0,00	0,00
			1,35	1,35	1,15
Azioni variabili	favorevoli sfavorevoli	γ <sub>Qi</sub>	0,00	0,00	0,00
			1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli sfavorevoli	γ <sub>ε1</sub>	0,90	1,00	1,00
			1,00 <sup>(3)</sup>	1,00 <sup>(4)</sup>	1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli sfavorevoli	γ <sub>ε2</sub> , γ <sub>ε3</sub> , γ <sub>ε4</sub>	0,00	0,00	0,00
			1,20	1,20	1,00

<sup>(1)</sup> Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori della colonna A2.

<sup>(2)</sup> Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali, o di una parte di essi (ad esempio carichi permanenti portati), sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

<sup>(3)</sup> 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

<sup>(4)</sup> 1,20 per effetti locali

Tab. 17 – Valori dei coefficienti parziali di sicurezza – Tabella 5.1.V del NTC 2018

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente ψ <sub>0</sub> di combinazione	Coefficiente ψ <sub>1</sub> (valori frequenti)	Coefficiente ψ <sub>2</sub> (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tab. 5.1.IV)	Schema 1 (carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	–	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
Neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

Tab. 18 – Valori dei coefficienti di combinazione – Tabella 5.1.VI del NTC 2018

Conformemente con quanto prescritto al par.5.1.3.14 del DM2018, gli effetti dei carichi verticali dovuti alla presenza dei carichi da traffico sono stati combinati con le altre azioni derivanti dal traffico veicolare, adottando i coefficienti indicati nella tabella riportata di seguito.

<i>Carichi sulla carreggiata</i>						<i>Carichi su marciapiedi e piste ciclabili</i>
Carichi verticali				Carichi orizzontali		Carichi verticali
Gruppo di azioni	Modello principale (Schemi di carico 1, 2, 3, 4, 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura $q_3$	Forza centrifuga $q_4$	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione $2,5 \text{ kN/m}^2$
2 a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2 b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$			Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

(\*) Ponti di 3ª categoria  
 (\*\*) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)  
 (\*\*\*) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

Nel progetto di predimensionamento si considerano come combinazioni di riferimento quella a SLU che massimizzano i carichi verticali e le azioni sismiche che invece costituiscono i valori di verifica per i carichi orizzontali e, di conseguenza, determinano i momenti alla base dei fusti.

Si riporta nei seguito tabella dei coefficienti utilizzati, sulla base delle prescrizioni di norma sopra riportate:

		G1	G2	Traffico	Vento	Ced, Rit, Diff	Fren, Centr	Termica
min	SLU1	1,35	1,5	1,35	0,9	1,2	0	0,9
min	SLU2	1,35	1,5	1,0125	1,5	1,2	0	0,9
min	SLU3	1,35	1,5	1,0125	0,9	1,2	0	1,5
min	SLU4	1,35	1,5	1,0125	0,9	1,2	1,35	0,9
max	SLU5	1,35	1,5	1,35	0,9	1,2	0	0,9
max	SLU6	1,35	1,5	1,0125	1,5	1,2	0	0,9
max	SLU7	1,35	1,5	1,0125	0,9	1,2	0	1,5
max	SLU8	1,35	1,5	1,0125	0,9	1,2	1,35	0,9
min	SLU9	1	1	1,35	0,9	1,2	0	0,9
min	SLU10	1	1	1,0125	1,5	1,2	0	0,9
min	SLU11	1	1	1,0125	0,9	1,2	0	1,5
min	SLU12	1	1	1,0125	0,9	1,2	1,35	0,9
max	SLU13	1	1	1,35	0,9	1,2	0	0,9
max	SLU14	1	1	1,0125	1,5	1,2	0	0,9
max	SLU15	1	1	1,0125	0,9	1,2	0	1,5
max	SLU16	1	1	1,0125	0,9	1,2	1,35	0,9

Tab. 21 – Combinazioni di carico dimensionanti

## 8.2 Modellazione strutturale

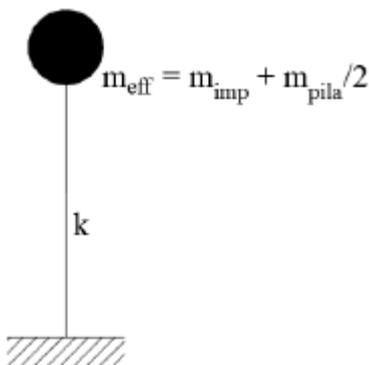
Conformemente con quanto prescritto nel par.7.9.4.1 del NTC 2018, risulta applicabile, nel caso in esame di ponte a travate semplicemente appoggiate, per entrambe le direzioni di verifica della pila (longitudinale e trasversale rispetto all'asse del viadotto), un'analisi statica lineare, sviluppata riconducendo 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.



*Modello della pila ad oscillatore semplice*

Per tener conto dell'influenza della fessurazione sulla rigidezza, in accordo con il par.7.2.6 del NTC 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.

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 VERIFICHE

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

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

## 9.1 SOLLECITAZIONI DI VERIFICA

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

<b>Pila 25_25</b>				
Luce Campata 1	m	<b>25</b>		
Luce Campata 2	m	<b>25</b>		
			massa	
Peso impalcati incidenti su pila	kN	11200	1141,7	kN/m/s <sup>2</sup>
Peso traffico incidente sulla pila	kN	4050	412,8	kN/m/s <sup>2</sup>
			1224,3	
Altezza baggiolo+appoggio	m	<b>0,6</b>		
Altezza pulvino	m	<b>2</b>		
Altezza fusto	m	<b>3</b>		
Braccio delle forze	m	5,6		
Sezione pila	m <sup>2</sup>	<b>12,4</b>		
Sezione pulvino	m <sup>2</sup>	<b>37,0</b>		
Volume pulvino	m <sup>3</sup>	73,9		
Volume pila	m <sup>3</sup>	37,2		
			massa	
Peso pulvino	kN	1848	188,4	kN/m/s <sup>2</sup>
Peso pila	kN	930	94,8	kN/m/s <sup>2</sup>
Peso metà superiore pila	kN	2313	235,8	kN/m/s <sup>2</sup>
Peso metà inferiore pila	kN	465	47,4	kN/m/s <sup>2</sup>
Peso incidente su testa pila (G+0,2xQ)	kN	14323	1460,0	kN/m/s <sup>2</sup>

<b>Pila 25_25</b>					
Inerzia pila trasversale	mm <sup>4</sup>	<b>3,98E+13</b>			
Inerzia pila longitudinale	mm <sup>4</sup>	<b>3,85E+12</b>			
Modulo elastico	Mpa	3,33E+04			
Rig. flessionale trasversale	N/mm	1,33E+07	K <sub>T</sub>		
Rig. flessionale longitudinale	N/mm	1,28E+06	K <sub>L</sub>		
Rig. flessionale trasversale	N/mm	6,64E+06	K <sub>T,fess</sub>	fessurata	
Rig. flessionale longitudinale	N/mm	6,42E+05	K <sub>L,fess</sub>	fessurata	
			T [s]	S <sub>dr,H</sub> [g]	
Periodo (K <sub>T</sub> )	T	0,066		0,430	
Periodo (K <sub>L</sub> )	T	0,212		0,656	
Periodo (K <sub>T,fess</sub> )	T	0,093		0,476	
Periodo (K <sub>L,fess</sub> )	T	0,300		0,656	
Accelerazione spettrale orizzontale					
Spettro di progetto (q=1,5)	g	<b>0,476</b>	Trasversale		
Spettro di progetto (q=1,5)	g	<b>0,656</b>	Longitudinale		
Taglio trasversale base pila	kN	6818			
Taglio longitudinale base pila	kN	1518			

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.

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

Fz: Sforzo normale (negativo, se di compressione)

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

Fx: Taglio in direzione parallela all'asse del viadotto

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

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

<b>Carichi testa pila - Pila 25_25</b>				
	Fx	Fy	Fz	Mx
	kN	kN	kN	kNm
SLU1	0	-450	22613	-15278
SLU2	0	-750	21246	-13026
SLU3	0	-450	21546	-11886
SLU4	0	-450	21276	-11886
SLU5	0	450	15000	15278
SLU6	0	750	15000	13026
SLU7	0	450	14730	11886
SLU8	0	450	14970	11886
SLU9	0	-450	18003	-15278
SLU10	0	-750	16636	-13026
SLU11	0	-450	16936	-11886
SLU12	0	-450	16666	-11886
SLU13	0	450	10390	15278
SLU14	0	750	10390	13026
SLU15	0	450	10120	11886
SLU16	0	450	10360	11886

Tab. 22 – Sollecitazioni su testa pila

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.

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.

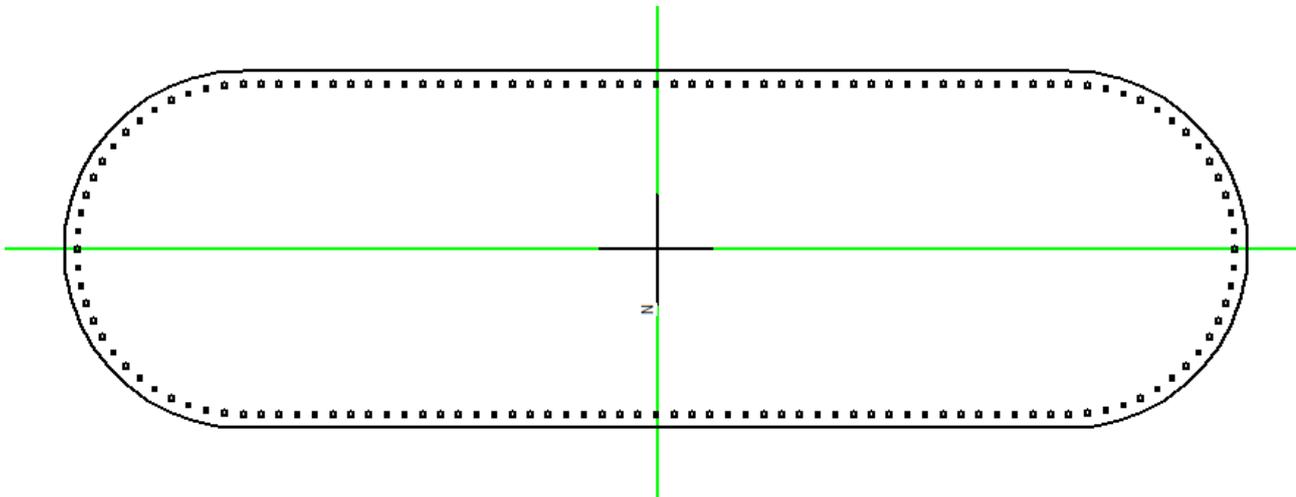
<b>Carichi spiccato pila - Pila 25_25</b>					
	Fx	Fy	Fz	Mx	My
	kN	kN	kN	kNm	kNm
SLU1	0	-400	26363	-17518	0
SLU2	0	-700	24996	-16946	0
SLU3	0	-400	25296	-14126	0
SLU4	0	-400	25026	-14126	0
SLU5	0	500	18750	18078	0
SLU6	0	800	18750	17506	0
SLU7	0	500	18480	14686	0
SLU8	0	500	18720	14686	0
SLU9	0	-400	21753	-17518	0
SLU10	0	-700	20386	-16946	0
SLU11	0	-400	20686	-14126	0
SLU12	0	-400	20416	-14126	0
SLU13	0	500	14140	18078	0
SLU14	0	800	14140	17506	0
SLU15	0	500	13870	14686	0
SLU16	0	500	14110	14686	0
SLV - Tt + 0,3x Tl	455	6818	14788	38183	2549
SLV - 0,3xTt + Tl	1518	2046	14788	11455	8498

Tab. 23 – Sollecitazioni a spiccato pila

## 9.2 VERIFICHE STRUTTURALI PILA

### 9.2.1 Verifiche a pressoflessione alla base

La sezione di verifica è la seguente:

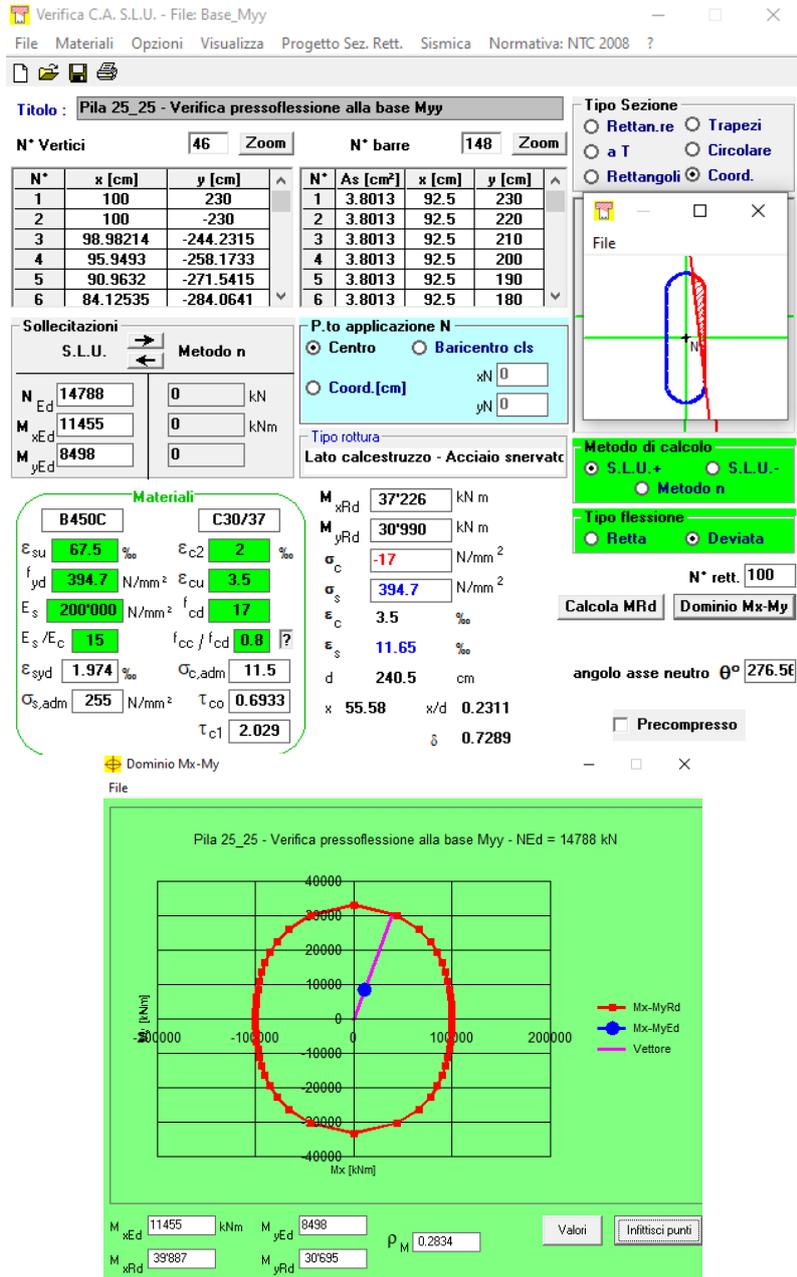


L'armatura considerata è pari a 148  $\varnothing$  22 ( $A_s=562.6\text{cm}^2$ ,  $\varnothing$  22/10cm)

Nel seguito si riportano le verifiche a presso-flessione eseguite con il programma Gelfi VcaSlu considerando le combinazioni sismiche, che sono dimensionanti.

Nello specifico si sono analizzati i due casi in cui i momenti longitudinali e trasversali risultano massimizzati

**MOMENTO LONGITUDINALE MASSIMO (My,max)**



Il rapporto tra momento resistente e momento di progetto risulta essere pari a:

$$M_{rd}/M_{ed} = 0.28^{-1} = 3.52$$

**MOMENTO TRASVERSALE MASSIMO (Mx,max)**

Verifica C.A. S.L.U. - File: Base\_Mxx

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

**Titolo:** Pila 25\_25 - Verifica pressoflessione alla base Mxx

N° Vertici: 46 Zoom N° barre: 148 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	100	230	1	3.8013	92.5	230
2	100	-230	2	3.8013	92.5	220
3	98.98214	-244.2315	3	3.8013	92.5	210
4	95.9493	-258.1733	4	3.8013	92.5	200
5	90.9632	-271.5415	5	3.8013	92.5	190
6	84.12535	-284.0641	6	3.8013	92.5	180

**Sollecitazioni**  
S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 14788 0 kN  
M<sub>xEd</sub> 38183 0 kNm  
M<sub>yEd</sub> 2549 0

**P.to applicazione N**  
Centro Baricentro cls  
Coord. [cm] xN 0 yN 0

**Materiali**  
B450C C30/37  
E<sub>su</sub> 67.5 ‰ E<sub>c2</sub> 2 ‰  
f<sub>yd</sub> 394.7 N/mm² E<sub>cu</sub> 3.5 ‰  
E<sub>s</sub> 200'000 N/mm² f<sub>cd</sub> 17 ‰  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0.8  
E<sub>syd</sub> 1.974 ‰ G<sub>c,adm</sub> 11.5  
G<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0.6933  
τ<sub>c1</sub> 2.029

**P.to rottura**  
Lato calcestruzzo - Acciaio snerato

M<sub>xRd</sub> 98'663 kN m  
M<sub>yRd</sub> 6'733 kN m  
σ<sub>c</sub> -17 N/mm²  
σ<sub>s</sub> 394.7 N/mm²  
ε<sub>s</sub> 3.5 ‰  
ε<sub>s</sub> 13.92 ‰  
d 614.5 cm  
x 123.4 x/d 0.2009  
δ 0.7

**Metodo di calcolo**  
S.L.U. + S.L.U. - Metodo n  
**Tipo flessione**  
Retta Deviata  
N° rett. 100  
Calcola MRd Dominio Mx-My  
angolo asse neutro θ° 5.5625  
Precompresso

**Dominio Mx-My**  
File

Pila 25\_25 - Verifica pressoflessione alla base Mxx - NEd = 14788 kN

M<sub>xEd</sub> 38183 kNm M<sub>yEd</sub> 2549 kNm ρ<sub>M</sub> 0.387  
M<sub>xRd</sub> 98663 kNm M<sub>yRd</sub> 6733 kNm

Il rapporto tra momento resistente e momento di progetto risulta essere pari a:

$$M_{rd}/M_{ed} = 0.39^{-1} = 2.58$$

Le verifiche a pressoflessione risultano soddisfatte.

## 9.2.2 Verifiche a taglio alla base

Le sollecitazioni di taglio di calcolo sono state ottenute con il criterio della Gerarchia delle Resistenze secondo l'espressione:

$$V_{gr,i} = V_{gr,0} \gamma_{RD3}$$

Dove

$$\gamma_{RD3} = 1,25 + 1 - q \frac{V_{E,i}}{V_{gr,0}} \leq 1,25$$

$$V_{gr,0} = V_{E,i} \frac{\gamma_{RD2} M_{Rd,i}}{M_{E,i}}$$

$V_{E,i}$  è il valore dello sforzo di taglio ottenuto dall'analisi

$$\gamma_{RD2} = 0,7 + 0,2q \quad \text{per } v_k = N / A_{fck} \leq 0,1$$

$$\gamma_{RD2} = (0,7 + 0,2q) \times (1 + 2(v_k - 0,1)^2) \quad \text{per } v_k = N / A_{fck} > 0,1$$

### 7.9.5.1 Criterio di gerarchia delle resistenze

Il fattore  $\gamma_{Rd}$  (fattore di "sovraresistenza") viene calcolato mediante l'espressione:

$$\gamma_{Rd} = 0,7 + 0,2q \geq 1 \quad (7.9.7)$$

nella quale  $q$  è il valore del fattore di struttura utilizzato nel calcolo. Nel caso di sezioni in cemento armato con armatura di confinamento, quando il rapporto  $v_k$  tra la forza assiale e la resistenza a compressione della sezione di calcestruzzo eccede 0,1, il fattore di sovraresistenza va moltiplicato per  $1 + 2(v_k - 0,1)^2$ .

Per le sollecitazioni che derivano da appoggi scorrevoli o elastomerici si utilizza un fattore di sovraresistenza pari a  $\gamma_{Rd} = 1,30$ .

Le sollecitazioni calcolate a partire dai momenti resistenti amplificati, incrementati dell'effetto dei carichi permanenti distribuiti sugli elementi, ovvero ottenute con il criterio della gerarchia delle resistenze, si indicano con l'indice "gr", ad es.  $F_{gr}$ .

### 7.9.5.2.2 Verifiche a taglio

Le sollecitazioni di progetto devono essere calcolate sulla base della gerarchia delle resistenza. I valori di resistenza degli elementi in calcestruzzo armato devono essere divisi per un fattore di sicurezza aggiuntivo nei confronti della rottura fragile calcolato sulla base del taglio di calcolo  $V_{Ed}$  e del taglio di progetto per la gerarchia della resistenza  $V_{gr,0}$

$$1 \leq \gamma_{Rd} = 1,25 + 1 - q \cdot \frac{V_{Ed}}{V_{gr,0}} \leq 1,25 \quad (7.9.10)$$

Per una pila incernierata in sommità il criterio conduce al valore della sollecitazione di taglio di calcolo:

$$V_{gr,i} = V_{E,i} \cdot \frac{\gamma_{Rd} M_{Rd,i}}{M_{E,i}} \quad (7.9.14)$$

### VERIFICA A TAGLIO LONGITUDINALE (V3 - Fx)

Per la verifica a taglio (V3 - Fx) poiché la sezione è piena e stondata, in via largamente cautelativa si assume come area a taglio quella del rettangolo inscritto nella sezione in calcestruzzo, ovvero vengono interamente ignorati i margini stondati della sezione.

$N_{Ed}$	14788	[kN]
$A_{TOT}$	12.33	[m <sup>2</sup> ]
$V_{Ed}$	1518	[kN]
$\sigma_{Ed}$	1.20	[N/mm <sup>2</sup> ]
$N_{ck}$	378654.3	[kN]

### Geometria sezione

$b_w$	2000 [mm]
$d$	4600 [mm]
$A_c$	9200000 [mm <sup>2</sup> ]

### Caratteristiche armature

$n_{bl}$	4	numero barre longitudinali
$\phi_{bl}$	22 [mm]	diametro delle barre longitudinali
$n_{bw}$	2	numero di bracci delle staffe
$\phi_{st}$	20 [mm]	diametro delle staffe
$s_{st}$	100 [mm]	passo delle staffe
$\alpha$	90 [°]	inclinazione delle staffe ( $\alpha=90^\circ$ per staffe ortogonali all'asse)

### Caratteristiche sollecitazioni

$N_{Ed}$	11034.03 [kN]	sforzo normale di calcolo (+ per compressione)
$V_{Ed}$	1518.00 [kN]	taglio di calcolo
$N_{Rd}$	188354.7 [kN]	sforzo normale di compressione massimo

### Dati traliccio resistente

$\theta$	45	inclinazione delle bielle di calcestruzzo rispetto all'asse
$\text{ctg } \theta$	1	$1 < \text{ctg } \theta < 2.5$

### Valore di verifica del taglio resistente

$V_{Rd}$	4025.8 [kN]	Taglio resistente per elemento privo di armatura trasversale a taglio
$V_{Rd}$	10178.8 [kN]	Taglio resistente per elemento con armatura trasversale a taglio

**Valore a taglio della sezione con la gerarchia delle resistenze**

$q$	1.5
$N_{Ed}$	11034.03
$V_{Ed}$	1518.00
$M_{Ed}$	8498
$N_{ck}$	378654.3
$\nu_k$	0.029140118
$M_{rd}$	30695
$\gamma_{rd}$	1
$M_{rd}/M_{Ed}$	3.61
$V_{gr}$	5483.06
$V_{gr}/V_{Ed}$	3.61
$V_{Rd}$	10178.76
$\gamma_{rd\_resistenza}$	1.25
$V_{Rd\_gr}$	8143.0
$V_{gr}/V_{Rd\_gr}$	0.67

### VERIFICA A TAGLIO TRASVERSALE (V2 - Fy)

Per la verifica a taglio (V3 - Fx) poiché la sezione è piena e stondata, in via largamente cautelativa si assume come area a taglio quella del rettangolo inscritto nella sezione in calcestruzzo, ovvero vengono interamente ignorati i margini stondati della sezione.

$N_{Ed}$	14788	[kN]
$A_{TOT}$	12.33	[m <sup>2</sup> ]
$V_{Ed}$	6818	[kN]
$\sigma_{Ed}$	1.20	[N/mm <sup>2</sup> ]
$N_{ck}$	378654.3	[kN]

### Geometria sezione

$b_w$	2000 [mm]
$d$	4600 [mm]
$A_c$	9200000 [mm <sup>2</sup> ]

### Caratteristiche armature

$n_{bl}$	4	numero barre longitudinali
$\phi_{bl}$	22 [mm]	di diametro delle barre longitudinali
$n_{bw}$	6	numero di bracci delle staffe
$\phi_{st}$	20 [mm]	di diametro delle staffe
$S_{st}$	100 [mm]	passo delle staffe
$\alpha$	90 [°]	inclinazione delle staffe ( $\alpha=90^\circ$ per staffe ortogonali all'asse)

### Caratteristiche sollecitazioni

$N_{Ed}$	11034.03 [kN]	sforzo normale di calcolo (+ per compressione)
$V_{Ed}$	6818.00 [kN]	taglio di calcolo
$N_{Rd}$	188354.7 [kN]	sforzo normale di compressione massimo

### Dati traliccio resistente

$\theta$	45	inclinazione delle bielle di calcestruzzo rispetto all'asse
$\text{ctg } \theta$	1	$1 < \text{ctg } \theta < 2.5$

### Valore di verifica del taglio resistente

$V_{Rd}$	4025.8 [kN]	Taglio resistente per elemento privo di armatura trasversale a taglio
$V_{Rd}$	30536.3 [kN]	Taglio resistente per elemento con armatura trasversale a taglio

Valore a taglio della sezione con la gerarchia delle resistenze

q	1.5
$N_{Ed}$	11034.03
$V_{Ed}$	6818.00
$M_{Ed}$	38133
$N_{ck}$	378654.3
$\nu_k$	0.029
$M_{rd}$	98633
$\gamma_{rd}$	1
$M_{rd}/M_{Ed}$	2.59
$V_{gr}$	17635.11
$V_{gr}/V_{Ed}$	2.59
$V_{Rd}$	30536.28
$\gamma_{rd\_resistenza}$	1.25
$V_{Rd\_gr}$	24429.0
$V_{gr}/V_{Rd\_gr}$	0.72

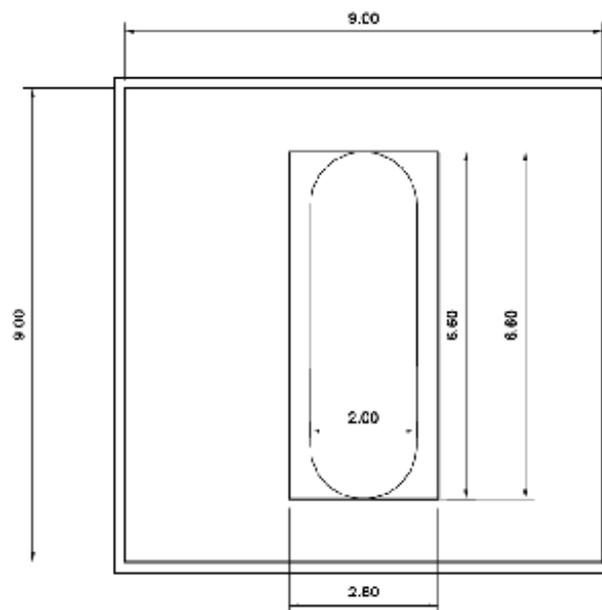
Le Verifiche a taglio risultano soddisfatte su ogni setto.

### 9.3 VERIFICHE DELLA FONDAZIONE

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

#### PIANTA FONDAZIONE

Scala 1:100



Tab. 24 – Dimensione plinto a fondazione diretta

### 9.3.1 SOLLECITAZIONI AGENTI

Per le combinazioni di carico statiche, le sollecitazioni ad intradosso plinto sono state ottenute a partire da quelle indotte a base pila, tenendo conto del peso del plinto di fondazione, del carico permanente dovuto al peso del ricoprimento sul plinto, valutato considerandone uno spessore medio, e dell'eccentricità tra la sezione di spiccato e quella di intradosso del plinto (spessore della fondazione).

In condizione sismica, invece, secondo quanto prescritto nel par.7.2.5 del NTC 2018, per le strutture progettate in CD "B" il dimensionamento delle strutture di fondazione e la verifica di sicurezza del complesso fondazione-terreno devono essere eseguiti assumendo come azioni in fondazione le resistenze degli elementi strutturali soprastanti.

Più precisamente, la forza assiale negli elementi strutturali verticali derivante dalla combinazione delle azioni deve essere associata al concomitante valore resistente del momento flettente e del taglio; si richiede tuttavia che tali azioni risultino non maggiori di quelle trasferite dagli elementi soprastanti, amplificate con un  $\gamma_{Rd}$  pari a 1,1 in CD "B", e comunque non maggiori di quelle derivanti da una analisi elastica della struttura in elevazione eseguita con un fattore di struttura  $q$  pari a 1.

Per questo motivo i carichi ottenuti in testa palo sono stati poi incrementati del 10%.

Alle sollecitazioni sismiche base pila, di progetto per il calcolo del plinto, va sommata la forza di inerzia relativa alla parte inferiore della pila (semialtezza inferiore del fusto e plinto), calcolata con riferimento allo spettro di risposta elastico.

Pila 25_25					
Larghezza plinto	m	<b>9</b>			
Lunghezza plinto	m	<b>9</b>			
Spessore plinto	m	<b>2</b>			
Volume plinto	mc	162	massa		
Peso plinto	kN	4050	412,8	kN/m/s2	
Peso parte inferiore pila	kN	465	47,4	kN/m/s2	
Spessore medio ricoprimento	m	<b>2,0</b>			
Peso ricoprimento	kN	3240	330,3	kN/m/s2	
Accelerazione al suolo [ $ag \cdot S$ ]	g	0,319			
Taglio dovuto alle forze inerziali	kN	1329			

Si riportano nel seguito le sollecitazioni a intradosso plinto, per tutte le combinazioni di carico considerate.

<b>Carichi intradosso plinto - Pila 25_25</b>					
	Fx	Fy	Fz	Mx	My
	kN	kN	kN	kNm	kNm
SLU1	0	-400	36204	-18318	0
SLU2	0	-700	34837	-18346	0
SLU3	0	-400	35137	-14926	0
SLU4	0	-400	34867	-14926	0
SLU5	0	500	28592	19078	0
SLU6	0	800	28592	19106	0
SLU7	0	500	28322	15686	0
SLU8	0	500	28562	15686	0
SLU9	0	-400	31594	-18318	0
SLU10	0	-700	30227	-18346	0
SLU11	0	-400	30527	-14926	0
SLU12	0	-400	30257	-14926	0
SLU13	0	500	23982	19078	0
SLU14	0	800	23982	19106	0
SLU15	0	500	23712	15686	0
SLU16	0	500	23952	15686	0
SLV - Tt + 0,3x TI	854	8148	22078	54478	4257
SLV - 0,3xTt + TI	2847	2444	22078	16343	14191

Tab. 25 – Sollecitazioni a intradosso plinto

### 9.3.2 VERIFICHE GEOTECNICHE

Si riportano qui di seguito le verifiche nella combinazione sismica, maggiormente significativa e dimensionante per la fondazione

#### Fondazioni Dirette Verifica in tensioni efficaci

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

D = Profondità del piano di appoggio

$e_B$  = Eccentricità in direzione B ( $e_B = M_B/N$ )

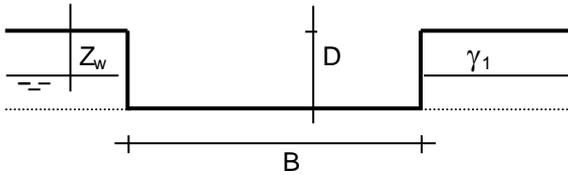
$e_L$  = Eccentricità in direzione L ( $e_L = M_L/N$ ) (per fondazione nastriforme  $e_L = 0$ ;  $L^* = L$ )

$B^*$  = Larghezza fittizia della fondazione ( $B^* = B - 2 \cdot e_B$ )

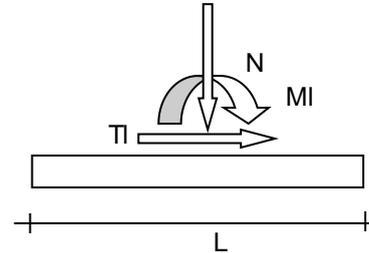
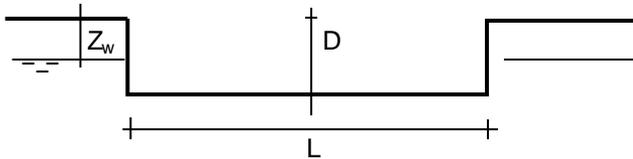
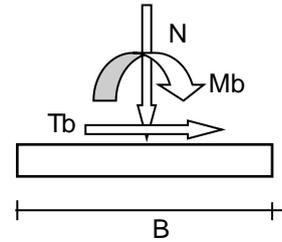
$L^*$  = Lunghezza fittizia della fondazione ( $L^* = L - 2 \cdot e_L$ )

(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

Metodo di calcolo		coefficienti parziali						
		azioni		proprietà del terreno		resistenze		
		permanenti	temporanee variabili	$\tan \phi'$	$c'$	$q_{lim}$	scorr	
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R3	1,30	1,50	1,00	1,00	2,30	1,10	
	SISMA	1,00	1,00	1,00	1,00	2,30	1,10	
Definiti dal Progettista		<b>X</b>	1,00	1,00	1,00	1,00	2,30	1,10

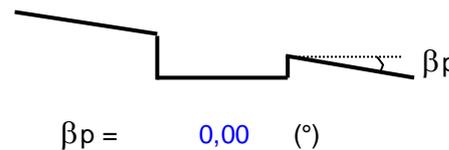
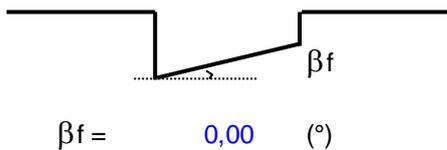


$\gamma, c', \varphi'$



(Per fondazione nastriforme L = 100 m)

B = 9,00 (m)  
L = 9,00 (m)  
D = 4,00 (m)



**AZIONI**

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	23000,00		23000,00
M <sub>b</sub> [kNm]	55000,00		55000,00
M <sub>l</sub> [kNm]	4500,00		4500,00
T <sub>b</sub> [kN]	8100,00		8100,00
T <sub>l</sub> [kN]	2000,00		2000,00
H [kN]	8343,26	0,00	8343,26

Relazione di predimensionamento pile Impalcati 25/25m (P1)

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IR0F	02 R 09	CL	NW0100 001	A	78 di 80

*Peso unità di volume del terreno*

$$\gamma_1 = 25,00 \quad (\text{kN/mc})$$

$$\gamma = 25,00 \quad (\text{kN/mc})$$

*Valori caratteristici di resistenza del terreno*

$$c' = 125,00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 45,00 \quad (^\circ)$$

*Valori di progetto*

$$c' = 125,00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 45,00 \quad (^\circ)$$

*Profondità della falda*

$$Z_w = 20,00 \quad (\text{m})$$

$$e_B = 2,39 \quad (\text{m})$$

$$e_L = 0,20 \quad (\text{m})$$

$$B^* = 4,22 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 8,61 \quad (\text{m})$$

**q : sovraccarico alla profondità D**

$$q = 100,00 \quad (\text{kN/mq})$$

**$\gamma$  : peso di volume del terreno di fondazione**

$$\gamma = 25,00 \quad (\text{kN/mc})$$

**$N_c, N_q, N_\gamma$  : coefficienti di capacità portante**

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

$$N_q = 134,87$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \varphi'$$

$$N_c = 133,87$$

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

$$N_\gamma = 271,75$$

**$s_c, s_q, s_\gamma$  : fattori di forma**

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

$$s_c = 1,49$$

$$s_q = 1 + B \cdot \tan \varphi' / L^*$$

$$s_q = 1,49$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4 \cdot B^* / L^*$$

$$s_\gamma = 0,80$$

**$i_c, i_q, i_\gamma$  : fattori di inclinazione del carico**

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1,67 \quad \theta = \arctg(T_b/\Pi) = 76,13 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1,33 \quad m = 1,65 \quad (-)$$

$$i_q = (1 - H/(N + B^*L^* c' \cotg(\varphi)))^m$$

( $m=2$  nel caso di fondazione nastriforme e  $m=(m_b \sin^2\theta + m_l \cos^2\theta)$  in tutti gli altri casi)

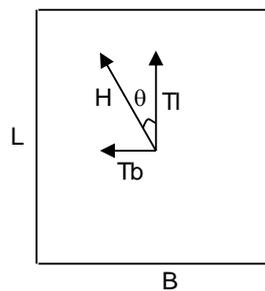
$$i_q = 0,55$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q)/(N_q - 1)$$

$$i_c = 0,55$$

$$i_\gamma = (1 - H/(N + B^*L^* c' \cotg(\varphi)))^{(m+1)}$$

$$i_\gamma = 0,38$$



**$d_c, d_q, d_\gamma$  : fattori di profondità del piano di appoggio**

per  $D/B^* \leq 1$ ;  $d_q = 1 + 2 D \tan\varphi' (1 - \sin\varphi')^2 / B^*$

per  $D/B^* > 1$ ;  $d_q = 1 + (2 \tan\varphi' (1 - \sin\varphi')^2) * \arctan(D / B^*)$

$$d_q = 1,16$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan\varphi')$$

$$d_c = 1,16$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1,00$$

**$b_c, b_q, b_\gamma$  : fattori di inclinazione base della fondazione**

$$b_q = (1 - \beta_f \tan\varphi')^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0,00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1,00$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan\varphi')$$

$$b_c = 1,00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1,00$$

Relazione di predimensionamento pile Impalcati 25/25m (P1)

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IR0F	02 R 09	CL	NW0100 001	A	80 di 80

**$g_c, g_q, g_\gamma$  : fattori di inclinazione piano di campagna**

$$g_q = (1 - \tan\beta_p)^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0,00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1,00$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan\varphi')$$

$$g_c = 1,00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1,00$$

**Carico limite unitario**

$$q_{lim} = 33227,72 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Pressione massima agente**

$$q = N / B^* L^*$$

$$q = 633,50 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Verifica di sicurezza capacità portante**

$$q_{lim} / \gamma_R = 14446,84 \geq q = 633,50 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**VERIFICA A SCORRIMENTO**

**Carico agente**

$$H_d = 8343,26 \quad (\text{kN})$$

**Azione Resistente**

$$S_d = N \tan(\varphi') + c' B^* L^*$$

$$S_d = 27538,28 \quad (\text{kN})$$

**Verifica di sicurezza allo scorrimento**

$$S_d / \gamma_R = 25034,8 \geq H_d = 8343,26 \quad (\text{kN})$$