

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



## DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA - CATANIA - PALERMO

## NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO - CATANIA

## U.O. OPERE CIVILI E GESTIONE DELLE VARIANTI

### PROGETTO DEFINITIVO

### TRATTA NUOVA ENNA – DITTAINO

OPERE PRINCIPALI – PONTI E VIADOTTI

VI02 - Viadotto ferroviario a Singolo Binario

Relazione di calcolo Pile 2/3

SCALA:

-
---

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

RS3V   40   D   09   CL   VI0205   002   B

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato	Data
A	EMISSIONE ESECUTIVA	P.Valente	Dicembre 2019	A.Ferri	Dicembre 2019	F. Sparacino	Dicembre 2019	U.O. Opere Civili e Gestione delle varianti Dott. Ing. Angelo Vittozzi Ordine degli Ingegneri della Provincia di Enna N° A20783	27/03/2020 Vittozzi
B	EMISSIONE ESECUTIVA	P.Valente	Marzo 2020	A.Ferri	Marzo 2020	F. Sparacino	Marzo 2020		

File: RS3V40D09CLVI0205002B.docx

n. Ed.: 827

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

## INDICE

1	PREMESSA .....	4
1.1	DESCRIZIONE DELL'OPERA .....	4
1.2	ASPETTI LEGATI ALLE OPERE DI FONDAZIONE .....	5
2	RIFERIMENTI NORMATIVI .....	6
3	MATERIALI .....	7
3.1	VERIFICA S.L.E. ....	8
3.1.1	<i>Verifiche alle tensioni</i> .....	8
3.1.2	<i>Verifiche a fessurazione</i> .....	8
4	ANALISI E VERIFICHE PILA .....	10
4.1	GENERALITÀ .....	10
4.2	MODELLI A MENSOLA PER LA VERIFICA DELLE PILE .....	10
4.3	CONDIZIONI ELEMENTARI E COMBINAZIONI DI CARICO .....	10
4.4	SISTEMI DI RIFERIMENTO ED UNITÀ DI MISURA .....	14
4.5	GEOMETRIA DELLA PILA .....	15
4.6	ANALISI DEI CARICHI .....	16
4.6.1	<i>Peso proprio elementi strutturali</i> .....	16
4.6.2	<i>Carichi trasmessi dall'impalcato</i> .....	16
4.6.3	<i>Azione del Vento</i> .....	19
4.6.4	<i>Carichi da traffico verticali</i> .....	21
4.6.5	<i>Effetti dinamici</i> .....	22
4.6.6	<i>Carichi da traffico orizzontali</i> .....	22
4.6.7	<i>Azione sismica</i> .....	24
4.6.8	<i>Analisi Dinamica Lineare</i> .....	28
4.6.9	<i>Calcolo delle sollecitazioni in testa pali</i> .....	30

4.6.10	Riepilogo risultati.....	30
4.7	SOLLECITAZIONI.....	32
4.7.1	Base Pila .....	32
4.7.2	Plinto di fondazione.....	33
4.8	PALI DI FONDAZIONE .....	36
4.9	VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI.....	37
4.9.1	Pila .....	38
4.9.2	Zattera di fondazione.....	48
4.9.3	Palo di fondazione L=33.0m .....	51
4.9.4	Escursione Longitudinale, giunti e varchi.....	55
4.9.5	Ritegni sismici, baggioli, pulvini .....	59
5	SINTESI DELLE VERIFICHE GEOTECNICHE .....	64



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA - CATANIA - PALERMO  
NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO - CATANIA  
PROGETTO DEFINITIVO  
VI02 - Viadotto ferroviario a Singolo Binario

RELAZIONE DI CALCOLO PILA 2/3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 09 CL	VI 02 05 002	B	4 di 64

## 1 PREMESSA

La presente relazione ha per oggetto il dimensionamento e le verifiche di resistenza secondo il metodo semiprobabilistico agli Stati Limite (S.L.) di una delle Pile del viadotto ferroviario **VI02** della tratta ferroviaria Nuova Enna-Dittaino, viadotto ferroviario previsto nell'ambito del progetto definitivo lungo la direttrice ferroviaria Messina-Catania-Palermo del nuovo collegamento Palermo-Catania. In particolare si tratterà la **Pila 24** che presenta **l'altezza maggiore per tipologia di pila ed impalcato afferenti**.

Verranno ipotizzati appoggi fissi sulla campata di luce maggiore, indipendentemente dal reale posizionamento degli stessi.

Le analisi strutturali e le verifiche di sicurezza sono state effettuate secondo il DM 17 gennaio 2018.

### 1.1 Descrizione dell'opera

Il viadotto VI02, previsto a singolo binario, si estende dal km 8+106 (asse giunto spalla A) al km 9+121 per uno sviluppo complessivo di 1015.44 m ed è costituito da 23 campate isostatiche in c.a.p. di luce 25m ed 11 campate miste acciaio-calcestruzzo da 40 m.

L'adozione di campate da 40,00m è dettata da motivazioni di carattere idraulico legate in primo luogo al rispetto di quanto prescritto dal DM 14 Gennaio 2008 in termini di compatibilità idraulica, nonché dall'esigenza di garantire il rispetto dei franchi idraulici minimi sul livello di piena di progetto, inoltre le campate in acciaio-clc vengono utilizzate anche in corrispondenza dello scavalco della S.P. N 7A.

L'impalcato avente luce di 40 m (luce di calcolo 38m in asse appoggi) è di tipo misto in acciaio-calcestruzzo con schema statico longitudinale di trave semplicemente appoggiata e presenta una struttura costituita da due travi a doppio T simmetrico disposte a interasse di 3.60m, le travi sono collegate oltre che da traversi verticali costituiti da diagonali e briglie posizionati a passo 3165mm e dalla soletta, da controventi orizzontali superiori e inferiori; ne consegue che nel loro insieme travi e traversi costituiscono un'unica sezione chiusa con funzionamento a cassone dotato di notevole rigidità torsionale.

La soletta di larghezza complessiva 9.70m è resa collaborante con la sottostante porzione in acciaio mediante pioli Nelson. Lo spessore medio della soletta è pari a 0.40m di cui 0.35m gettati in opera e 0.05m costituiti da predalles prefabbricate auto portanti.

Le pile, in c.a., presentano un fusto a sezione cava costante su tutta l'altezza.

Le spalle sono realizzate in c.a. gettato in opera.

La larghezza dell'impalcato fuori tutto è pari a 9.70m.

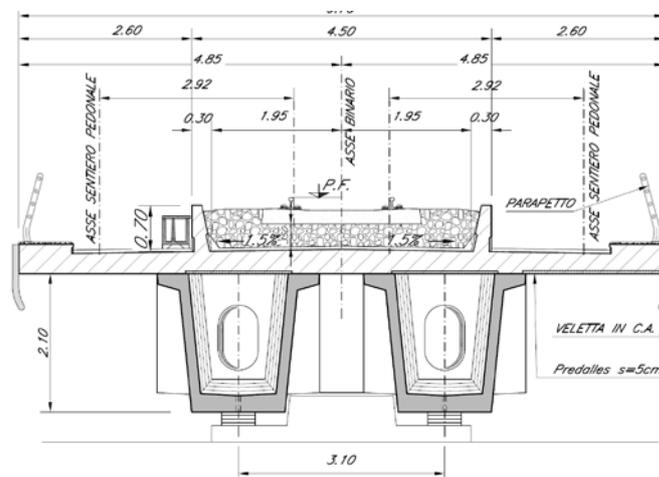


Figura 1 - Sezione trasversale campate in c.a.p. L=25 m

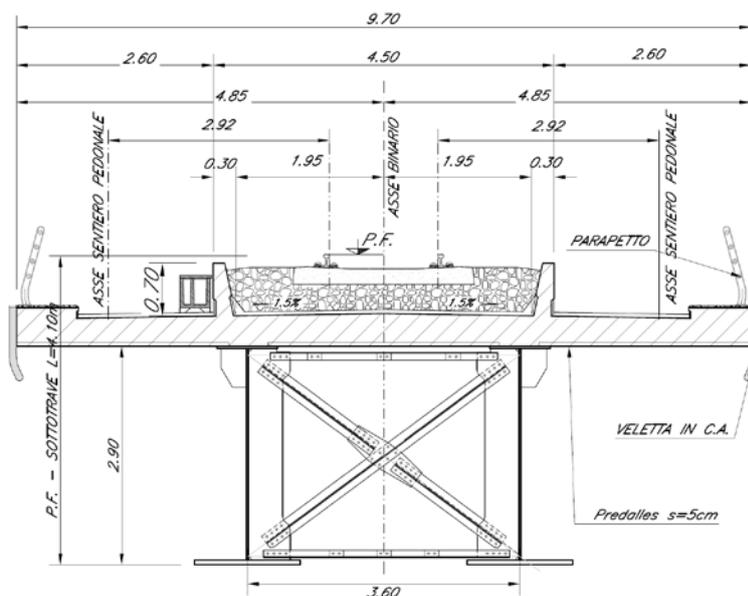


Figura 2 - Sezione trasversale campate in acciaio-clc L=40 m

## 1.2 Aspetti legati alle opere di fondazione

Le fondazioni del Viadotto - VI02, sono previste su pali in c.a. di grande diametro  $\Phi 1200$  e  $\Phi 1500$  per le pile,  $\Phi 1500$  per le spalle.

	<b>DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA - CATANIA - PALERMO</b> <b>NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO - CATANIA</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b> <b>VI02 - Viadotto ferroviario a Singolo Binario</b>					
	RELAZIONE DI CALCOLO PILA 2/3	COMMESSA <b>RS3V</b>	LOTTO 40	CODIFICA D 09 CL	DOCUMENTO VI 02 05 002	REV. B

## 2 RIFERIMENTI NORMATIVI

Il progetto è redatto secondo i metodi classici della scienza delle costruzioni e nel rispetto della seguente normativa:

- [N1] **D.M. del 17 gennaio 2018: Nuove norme tecniche per le costruzioni;**
- [N2] **C.M. 21/01/2019 n.7: Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni";**
- [N3] **RFI DTC SI PS MA IFS 001 C: Manuale di progettazione delle Opere Civili. Emissione per applicazione del 21/12/2018;**
- [N4] **RFI DTC SI PS SP IFS 001 C del 21/12/2018: Capitolato generale tecnico di appalto delle opere civili – Parte II – Sezione 6 – Opere in conglomerato cementizio e in acciaio;**

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

- [N5] **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;**

### 3 MATERIALI

Le caratteristiche dei materiali previsti le sottostrutture sono le seguenti:

➤ Calcestruzzo magro e getto di livellamento

- CLASSE DI RESISTENZA MINIMA C12/15
- TIPO CEMENTO CEM I+V
- CLASSE DI ESPOSIZIONE AMBIENTALE : X0

➤ Calcestruzzo pali di fondazione, cordoli, opere provvisionali, calcestruzzo fondazioni

- CLASSE DI RESISTENZA MINIMA C25/30
- TIPO CEMENTO CEM III+V
- RAPPORTO A/C :  $\leq 0.60$
- CLASSE MINIMA DI CONSISTENZA : S4
- CLASSE DI ESPOSIZIONE AMBIENTALE : XC2
- COPRIFERRO MINIMO = 60 mm
- DIAMETRO MASSIMO INERTI : 32 mm

➤ Calcestruzzo fondazioni armate

- CLASSE DI RESISTENZA MINIMA C28/35
- CLASSE MINIMA DI CONSISTENZA : S4
- CLASSE DI ESPOSIZIONE AMBIENTALE : XC2
- COPRIFERRO = 40 mm (\*\*)
- DIAMETRO MASSIMO INERTI : 25 mm

- COPRIFERRO MINIMO = 40mm
- DIAMETRO INERTI : 25 mm

➤ Calcestruzzo elevazione pile (compresi pulvini, baggioli e ritegni), spalle

- CLASSE DI RESISTENZA MINIMA C32/40
- TIPO CEMENTO CEM III+V
- RAPPORTO A/C :  $\leq 0.50$
- CLASSE MINIMA DI CONSISTENZA : S4
- CLASSE DI ESPOSIZIONE AMBIENTALE : XC4

- COPRIFERRO MINIMO = 50mm
- DIAMETRO INERTI : 25 mm

➤ Acciaio ordinario per calcestruzzo armato

- IN BARRE E RETI ELETTROSALDATE  
B450C saldabile che presenta le seguenti caratteristiche :
- Tensione di snervamento caratteristica  $f_{yk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$
  - Tensione caratteristica a rottura  $f_{tk} > 540 \text{ N/mm}^2$
  - $1.15 \leq f_{tk}/f_{yk} < 1.35$

(\*) : I VALORI DI COPRIFERRO RIPORTATI SI RIFERISCONO AD OPERE CON VITA NOMINALE DI 75 ANNI PER COSTRUZIONI CON VITA NOMINALE DI 100 ANNI TALI VALORI DOVRANNO ESSERE AUMENTATI DI 5 mm.

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA - CATANIA - PALERMO</b> <b>NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO - CATANIA</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b> <b>VI02 - Viadotto ferroviario a Singolo Binario</b>					
	RELAZIONE DI CALCOLO PILA 2/3	COMMESSA <b>RS3V</b>	LOTTO 40	CODIFICA D 09 CL	DOCUMENTO VI 02.05.002	REV. B

### 3.1 Verifica S.L.E.

La verifica nei confronti degli Stati limite di esercizio, consiste nel controllare, con riferimento alle sollecitazioni di calcolo corrispondenti alle Combinazioni di Esercizio il tasso di Lavoro nei Materiali e l'ampiezza delle fessure attese, secondo quanto di seguito specificato

#### 3.1.1 Verifiche alle tensioni

La verifica delle tensioni in esercizio consiste nel controllare il rispetto dei limiti tensionali previsti per il calcestruzzo e per l'acciaio per ciascuna delle combinazioni di carico caratteristiche "Rara" e "Quasi Permanente"; i valori tensionali nei materiali sono valutati secondo le note teorie di analisi delle sezioni in c.a. in campo elastico e con calcestruzzo "non reagente a trazione" adottando come limiti di riferimento, trattandosi nel caso in specie di opere Ferroviarie, quelli indicati nel documento "Specifiche per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori sotto binario RFI DTC INC PO SP IFS 001 A del 2019", ovvero:

##### Strutture in c.a.

##### Tensioni di compressione del calcestruzzo

Devono essere rispettati i seguenti limiti per le tensioni di compressione nel calcestruzzo:

- per combinazione di carico caratteristica (rara):  $0,55 f_{ck}$ ;
- per combinazioni di carico quasi permanente:  $0,40 f_{ck}$ ;
- per spessori minori di 5 cm, le tensioni normali limite di esercizio sono ridotte del 30%.

##### Tensioni di trazione nell'acciaio

Per le armature ordinarie, la massima tensione di trazione sotto la combinazione di carico caratteristica (rara) non deve superare  $0,75 f_{yk}$

#### 3.1.2 Verifiche a fessurazione

La verifica di fessurazione consiste nel controllare l'ampiezza dell'apertura delle fessure sotto combinazione di carico frequente e combinazione quasi permanente. Essendo la struttura a contatto col terreno si considerano condizioni ambientali aggressive; le armature di acciaio ordinario sono ritenute poco sensibili [NTC – Tabella 4.1.IV]

In relazione all'aggressività ambientale e alla sensibilità dell'acciaio, l'apertura limite delle fessure è riportato nel prospetto seguente:

**Tabella 1 – Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione e Condizioni Ambientali**

Gruppi di esigenza	Condizioni ambientali	Combinazione di azione	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	wd	Stato limite	wd
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$

		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto Aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

Tabella 4.1.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

Risultando:

$$w_1 = 0.2 \text{ mm}$$

$$w_2 = 0.3 \text{ mm}$$

$$w_3 = 0.4 \text{ mm}$$

Data la maggior restrittività, alle prescrizioni normative presenti in NTC si sostituiscono in tal caso quelle fornite dal “Manuale di Progettazione delle Opere Civili” secondo cui la verifica nei confronti dello stato limite di apertura delle fessure va effettuata utilizzando le sollecitazioni derivanti dalla combinazione caratteristica (rara).

Per strutture in condizioni ambientali aggressive o molto aggressive, qual è il caso delle strutture in esame così come identificate nel DM 17.1.2018, per tutte le strutture a permanente contatto con il terreno e per le zone non ispezionabili di tutte le strutture, l'apertura convenzionale delle fessure dovrà risultare:

– Combinazione Caratteristica (Rara)  $\delta_f \leq w_1 = 0.2 \text{ mm}$

Riguardo infine il valore di calcolo delle fessure da confrontare con i valori limite fissati dalla norma, si è utilizzata la procedura riportata al C4.1.2.2.4.5 della Circolare n. 7/19.

## 4 ANALISI E VERIFICHE PILA

### 4.1 Generalità

La pila presenta una sezione **rettangolare cava** di dimensioni 3.4x 8.60m, una altezza complessiva di 15.00m.

Il pulvino è costituito da una sezione piena di dimensione 3.4x 8.60m ed altezza 2.00m.

Le fondazioni sono realizzate su pali di diametro 1.50 m collegate in testa da una platea di spessore 3.00m.

Per le verifiche dei singoli elementi della pila (pali, platea di fondazione ed elevazioni) è stata effettuata un'analisi dei carichi agenti sul piano appoggi e allo spiccato della fondazione; l'analisi viene riportata nelle pagine seguenti.

### 4.2 Modelli a mensola per la verifica delle pile

Le sollecitazioni di verifica della pila sono state determinate a partire dai valori delle risultanti delle azioni trasmesse dagli impalcati alla quota degli apparecchi di appoggio alle quali vanno combinate le azioni determinate dalle azioni date dalle forze di inerzia e dal peso proprio delle sottostrutture.

Il modello della struttura è stato implementato in un foglio di calcolo appositamente realizzato per la valutazione delle azioni agenti sulle singole parti della struttura, quali fusto pila e plinto.

Per l'analisi e la verifica del plinto di fondazione, si è utilizzato un modello, a seconda della geometria, di tirante-puntone o trave inflessa.

Per quanto riguarda invece le sollecitazioni sui pali di fondazione a partire dalle azioni risultanti nel baricentro del plinto alla quota di intradosso, sono stati calcolati, per ciascuna combinazione di carico, gli sforzi assiali e di taglio in testa ai pali di fondazione utilizzando il classico modello a piastra rigida.

### 4.3 Condizioni elementari e combinazioni di carico

Le verifiche di sicurezza strutturali e geotecniche sono state condotte utilizzando combinazioni di carico definite in ottemperanza alle NTC18, secondo quanto riportato nei paragrafi 2.5.3, 5.1.3.12. Di seguito sono mostrati i coefficienti parziali di sicurezza utilizzati allo SLU ed i coefficienti di combinazione adoperati per i carichi variabili nella progettazione delle strutture da ponte.

### 2.5.3 COMBINAZIONI DELLE AZIONI

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

- 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):

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

Nelle combinazioni per SLE, si intende che vengono omissi i carichi  $Q_{kj}$  che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi  $G_2$ .

		Coefficiente	EQ <sup>(1)</sup>	A1 STR	A2 GEO	Combinazione eccezionale	Combinazione Sismica
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00	1,00	1,00
Carichi permanenti non strutturali <sup>(2)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Ballast <sup>(3)</sup>	favorevoli	$\gamma_B$	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Carichi variabili da traffico <sup>(4)</sup>	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25	0,20 <sup>(5)</sup>	0,20 <sup>(5)</sup>
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	0,00
Precompressione	favorevole	$\gamma_P$	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 <sup>(6)</sup>	1,00 <sup>(7)</sup>	1,00	1,00	1,00

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

<sup>(2)</sup> Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

<sup>(3)</sup> Quando si prevedano variazioni significative del carico dovuto al ballast, se ne dovrà tener conto esplicitamente nelle verifiche.

<sup>(4)</sup> Le componenti delle azioni da traffico sono introdotte in combinazione considerando uno dei gruppi di carico gr della Tab. 5.2.IV.

<sup>(5)</sup> Aliquota di carico da traffico da considerare.

<sup>(6)</sup> 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

<sup>(7)</sup> 1,20 per effetti locali

Azioni		$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Azioni singole da traffico	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
Gruppi di carico	gr1	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	0,0
	gr2	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	-
	gr3	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	0,0
	gr4	1,00	1,00 <sup>(1)</sup>	0,0
Azioni del vento	$F_{Wk}$	0,60	0,50	0,0
Azioni da neve	in fase di esecuzione	0,80	0,0	0,0
	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Azioni termiche	$T_k$	0,60	0,60	0,50

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

(2) Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti  $\psi_0$  relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

Azioni		$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_2$
Azioni da traffico	Treno di carico LM 71	0,80 <sup>(3)</sup>	<sup>(1)</sup>	0,0
	Treno di carico SW /0	0,80 <sup>(3)</sup>	0,80	0,0
	Treno di carico SW/2	0,0 <sup>(3)</sup>	0,80	0,0
	Treno scarico	1,00 <sup>(3)</sup>	-	-
	Centrifuga	<sup>(2)</sup> <sup>(3)</sup>	<sup>(2)</sup>	<sup>(2)</sup>
	Azione laterale (serpeggio)	1,00 <sup>(3)</sup>	0,80	0,0

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

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

(3) Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti  $\Psi_0$  relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

Nel seguito si riportano le azioni considerate ai fini della valutazione delle sollecitazioni agenti sulle sottostrutture e, quindi, alle verifiche strutturali.

	A2 - SIU - N max gr.1	A2 - SIU - MT max gr.1	A2 - SIU - ML max gr.1	A2 - SIU - N max gr.3	A2 - SIU - MT max gr.3	A2 - SIU - ML max gr.3	A2 - SIU - Vento ponte scarico	A2 - SIU Gmin - N max gr.1	A2 - SIU Gmin - MT max gr.1	A2 - SIU Gmin - ML max gr.1	A2 - SIU Gmin - N max gr.3	A2 - SIU Gmin - MT max gr.3	A2 - SIU Gmin - ML max gr.3	A2 - SIU Gmin - Vento ponte scarico	A1 - SIU - N max gr.1	A1 - SIU - MT max gr.1	A1 - SIU - ML max gr.1	A1 - SIU - N max gr.3	A1 - SIU - MT max gr.3	A1 - SIU - ML max gr.3	A1 - SIU - Vento ponte scarico	A1 - SIU Gmin - N max gr.1	A1 - SIU Gmin - MT max gr.1	A1 - SIU Gmin - ML max gr.1
Peso proprio g1	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,00	1,00	1,00
Permanenti G2	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	0,00	0,00	0,00
Ballast	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,00	1,00	1,00
Comb. Nmax Qv	1,25	0,00	0,00	1,25	0,00	0,00	0,00	1,25	0,00	0,00	1,25	0,00	0,00	1,25	0,00	0,00	0,00	1,45	0,00	0,00	1,45	0,00	0,00	1,45
Comb. Nmax Q frenatura	0,63	0,00	0,00	1,25	0,00	0,00	0,00	0,63	0,00	0,00	1,25	0,00	0,00	0,73	0,00	0,00	0,00	1,45	0,00	0,00	0,00	0,73	0,00	0,00
Comb. Nmax Q centrifuga	1,25	0,00	0,00	0,63	0,00	0,00	0,00	1,25	0,00	0,00	0,63	0,00	0,00	1,45	0,00	0,00	0,73	0,00	0,00	0,00	1,45	0,00	0,00	0,00
Comb. Nmax Q serpeggio	1,25	0,00	0,00	0,63	0,00	0,00	0,00	1,25	0,00	0,00	0,63	0,00	0,00	1,45	0,00	0,00	0,73	0,00	0,00	0,00	1,45	0,00	0,00	0,00
Comb. Mmax Qv	0,00	1,25	0,00	0,00	1,25	0,00	0,00	0,00	1,25	0,00	0,00	1,25	0,00	0,00	1,45	0,00	0,00	1,45	0,00	0,00	0,00	1,45	0,00	1,45
Comb. Mmax Q frenatura	0,00	0,63	0,00	0,00	1,25	0,00	0,00	0,63	0,00	0,00	1,25	0,00	0,00	0,73	0,00	0,00	0,73	0,00	0,00	0,00	1,45	0,00	0,00	0,73
Comb. Mmax Q centrifuga	0,00	1,25	0,00	0,00	0,63	0,00	0,00	1,25	0,00	0,00	0,63	0,00	0,00	1,45	0,00	0,00	0,73	0,00	0,00	0,00	1,45	0,00	0,00	0,00
Comb. Mmax Q serpeggio	0,00	1,25	0,00	0,00	0,63	0,00	0,00	1,25	0,00	0,00	0,63	0,00	0,00	1,45	0,00	0,00	0,73	0,00	0,00	0,00	1,45	0,00	0,00	0,00
Comb. MLmax Qv	0,00	0,00	1,25	0,00	0,00	1,25	0,00	0,00	0,00	1,25	0,00	0,00	1,25	0,00	0,00	1,45	0,00	0,00	1,45	0,00	0,00	1,45	0,00	1,45
Comb. MLmax Q frenatura	0,00	0,00	0,63	0,00	0,00	1,25	0,00	0,00	0,63	0,00	1,25	0,00	0,00	0,73	0,00	0,00	0,73	0,00	0,00	0,00	1,45	0,00	0,00	0,73
Comb. MLmax Q centrifuga	0,00	0,00	1,25	0,00	0,00	0,63	0,00	0,00	1,25	0,00	0,63	0,00	0,00	1,45	0,00	0,00	1,45	0,00	0,00	0,73	0,00	0,00	0,00	1,45
Comb. MLmax Q serpeggio	0,00	0,00	1,25	0,00	0,00	0,63	0,00	0,00	1,25	0,00	0,63	0,00	0,00	1,45	0,00	0,00	0,73	0,00	0,00	0,00	1,45	0,00	0,00	1,45
Vento Ponte Scarico	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,30	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,30	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,50	0,00	0,00	0,00	0,00
Vento Ponte Carico	0,78	0,78	0,00	0,78	0,78	0,00	0,00	0,78	0,78	0,00	0,78	0,78	0,00	0,00	0,90	0,90	0,00	0,90	0,90	0,00	0,00	0,90	0,90	0,00
Attrito permanente	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
Attrito carichi mobili	1,25	1,25	1,25	1,25	1,25	1,25	0,00	1,25	1,25	1,25	1,25	1,25	1,25	1,25	1,45	1,45	1,45	1,45	1,45	1,45	1,45	1,45	1,45	1,45
Sisma longitudinale	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Sisma trasversale	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Sisma verticale	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Vento x	0,00	0,00	0,78	0,00	0,00	0,78	0,00	0,00	0,00	0,78	0,00	0,00	0,78	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,90
Vento y	0,78	0,78	0,00	0,78	0,78	0,00	1,30	0,78	0,78	0,00	0,78	0,78	0,00	1,30	0,90	0,90	0,00	0,90	0,90	0,00	0,00	0,90	0,90	0,00

A1 - S1U G min - N max gr.3	A1 - S1U G min - MT max gr.3	A1 - S1U G min - ML max gr.3	A1 - S1U G min - Vento ponte scarico	S1E min - N max gr.1	S1E min - MT max gr.1	S1E min - ML max gr.1	S1E min - N max gr.3	S1E min - MT max gr.3	S1E min - ML max gr.3	S1E min - Vento ponte scarico	S1E freq - N max gr.1	S1E freq - MT max gr.1	S1E freq - ML max gr.1	S1E freq - N max gr.3	S1E freq - MT max gr.3	S1E freq - ML max gr.3	S1E freq - Vento ponte scarico	S1E quasi permanente	S1V - N max	S1V - MT max	S1V - ML max	S1V - MT max	S1V - ML max	S1V - N min	
1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	Peso proprio g1
0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	Permanenti G2
1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	Ballast
1.45	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.80	0.00	0.00	0.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	Comb. Nmax Qr
1.45	0.00	0.00	0.00	0.50	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.40	0.00	0.00	0.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	Comb. Nmax Q frenatura
0.73	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.50	0.00	0.00	0.00	0.80	0.00	0.00	0.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	Comb. Nmax Q centrifuga
0.73	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.50	0.00	0.00	0.00	0.80	0.00	0.00	0.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	Comb. Nmax Q serpeggio
0.00	1.45	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.80	0.00	0.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.20	0.00	0.00	Comb. MTmax Qr
0.00	1.45	0.00	0.00	0.00	0.50	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.40	0.00	0.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.20	0.00	0.00	Comb. MTmax Q frenatura
0.00	0.73	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.50	0.00	0.00	0.00	0.80	0.00	0.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.20	0.00	0.00	Comb. MTmax Q centrifuga
0.00	0.73	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.50	0.00	0.00	0.00	0.80	0.00	0.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.20	0.00	0.00	Comb. MTmax Q serpeggio
0.00	0.00	1.45	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.80	0.00	0.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.20	0.00	Comb. MLmax Qr
0.00	0.00	1.45	0.00	0.00	0.00	0.50	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.40	0.00	0.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.20	0.00	Comb. MLmax Q frenatura
0.00	0.00	0.73	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.50	0.00	0.00	0.00	0.80	0.00	0.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.20	0.00	Comb. MLmax Q centrifuga
0.00	0.00	0.73	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.50	0.00	0.00	0.00	0.80	0.00	0.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.20	0.00	Comb. MLmax Q serpeggio
0.00	0.00	0.00	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Vento Ponte Scarico
0.90	0.90	0.00	0.00	0.60	0.60	0.00	0.60	0.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Vento Ponte Carico
1.35	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	Attrito permanente
1.45	1.45	1.45	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.00	0.00	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	Attrito carichi mobili
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	0.30	1.00	0.30	1.00	0.30	Sisma longitudinale
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	1.00	0.30	1.00	0.30	0.30	Sisma trasversale
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.30	0.30	-0.30	-0.30	-1.00	Sisma verticale
0.00	0.00	0.90	0.00	0.00	0.00	0.60	0.00	0.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Vento x
0.90	0.90	0.00	1.50	0.60	0.60	0.00	0.60	0.60	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Vento y

Gli scarichi agli appoggi, riportati nei paragrafi seguenti, fanno riferimento alla seguente terna di assi:

- asse X coincidente con l'asse longitudinale del ponte;
- asse Y coincidente con l'asse trasversale del ponte;
- asse Z coincidente con l'asse verticale del ponte;

Per quanto riguarda la risposta alle diverse componenti dell'azione sismica, poiché si è adottata un'analisi in campo lineare, essa può essere calcolata separatamente per ciascuna delle componenti. Gli effetti sulla struttura (sollecitazioni, deformazioni, spostamenti, ecc) sono combinate successivamente applicando l'espressione

$$1.00 \cdot E_x + 0.30 \cdot E_y + 0.30 \cdot E_z$$

con rotazione dei coefficienti moltiplicativi e conseguente individuazione degli effetti più gravosi.

Occorre precisare che con il segno negativo verranno indicate le azioni aventi direzione positiva delle Z (ovvero dirette verso l'alto).

#### 4.4 Sistemi di riferimento ed unità di misura

- Asse X parallelo all'asse longitudinale dell'impalcato
- Asse Y ortogonale all'asse longitudinale dell'impalcato
- Asse Z verticale
- Lunghezze = m
- Forze = kN

#### 4.5 Geometria della Pila

Generali			
Peso cls	$\gamma_{cls}$	25	kN/m <sup>3</sup>
Peso terreno	$\gamma_t$	20	kN/m <sup>3</sup>
Sovraccarico accidentale sul rilevato	$q_{acc}$	53.0	kN/m <sup>2</sup>
Altezza appoggio + baggiolo	$h_{sp}$	0.45	m
Distanza piano appoggi-intradosso plinto	$H_1$	18.45	m
Pulvino			
Altezza	$H_p$	2.00	m
Lunghezza lungo asse X	$b_p$	3.4	m
Lunghezza lungo asse Y	$L_p$	8.60	m
Area Sezione		27.68	m <sup>2</sup>
% Vuoti sezione		0%	
Coordinata X del baricentro rispetto fondazione	$x_p$	0.00	m
Pila			
Altezza	$H_m$	15.00	m
Lunghezza lungo asse X	$b_m$	3.4	m
Lunghezza lungo asse Y	$L_m$	8.60	m
Area Sezione		12.70	m <sup>2</sup>
% Vuoti sezione		44%	
Coordinata X del baricentro rispetto fondazione	$x_m$	0.00	m
Distanza asse baggioli- asse pila (sx)	$x_{m1}$	-1.20	m
Distanza asse baggioli- asse pila (dx)	$x_{m2}$	1.20	m
Plinto			
Altezza	$H_f$	3.00	m
Lunghezza lungo asse X	$b_f$	12.00	m
Lunghezza lungo asse Y	$L_f$	12.00	m
Spessore ricoprimento medio	$h_t$	1.00	m
Distanza asse baggioli - baricentro plinto (sx)		-1.20	m
Distanza asse baggioli - baricentro plinto (dx)		1.20	m
Terreno			
Angolo d'attrito interno ( $\varphi$ )		35	°
Coefficiente per il calcolo della spinta a riposo	▼	Ko = 0.426	▼
Sisma			
$S_s$		1.500	
$a_g$		0.125	
Coefficiente sismico orizzontale	$k_h$	0.188	

Tabella 2 – Dati di input

## 4.6 Analisi dei carichi

### 4.6.1 Peso proprio elementi strutturali

#### ➤ Peso proprio strutture

I pesi degli elementi strutturali sono calcolati utilizzando un peso di volume del calcestruzzo pari a 25 kN/m<sup>3</sup>.

Impalcato (sx)			
N° Binari		<b>1</b>	
Lunghezza	L	<b>40</b>	m
Peso Proprio	G <sub>1</sub>	<b>131</b>	kN/m
Permanenti portati	G <sub>2</sub>	<b>120</b>	kN/m
Ballast		<b>0</b>	kN/m
n° totale appoggi sulla pila	n	<b>2</b>	
Reazione appoggio i = (G <sub>1</sub> *L/2)/n	R <sub>i</sub>	1310.0	kN
Reazione appoggio i = (G <sub>2</sub> *L/2)/n	R <sub>i</sub>	1200.0	kN
Reazione appoggio i = (G <sub>2</sub> *L/2)/n (ballast)	R <sub>i</sub>	0	kN

Impalcato (dx)			
N° Binari		<b>1</b>	
Lunghezza	L	<b>40</b>	m
Peso Proprio	G1	<b>131</b>	kN/m
Permanenti portati	G2	<b>120</b>	kN/m
Ballast	G2	<b>0</b>	kN/m
n° totale appoggi sulla pila	n	<b>2</b>	
Reazione appoggio i = (G <sub>1</sub> *L/2)/n	R <sub>i</sub>	1310.0	kN
Reazione appoggio i = (G <sub>2</sub> *L/2)/n	R <sub>i</sub>	1200.0	kN
Reazione appoggio i = (G <sub>2</sub> *L/2)/n (ballast)	R <sub>i</sub>	0	kN

### 4.6.2 Carichi trasmessi dall'impalcato

Si riportano di seguito gli scarichi agli appoggi dedotti dall'analisi dell'impalcato, per la campata sinistra e destra (la condizione di Momento Longitudinale massimo "MLmax" è riferita alla situazione in cui solo uno dei due impalcati venga caricato):

RELAZIONE DI CALCOLO PILA 2/3

COMMESSA LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO  
RS3V 40 D 09 CL VI 02 05 002 B 17 di 64

sx									
SEZIONE MISTA 40 ML SINGOLO BINARIO									
APPOGGIO	REAZIONE	y	REAZ. LM71	REAZ. SW2	$\alpha$ LM71	$\alpha$ SW2	$\phi 3$	REAZ. LM71	REAZ. SW2
1	0.530	1.8	1841	2617	1.1	1	1.09	2212	2858
2	0.470	-1.8	1841	2617	1.1	1	1.09	2212	2858
dx									
SEZIONE MISTA 40 ML SINGOLO BINARIO									
APPOGGIO	REAZIONE	y	REAZ. LM71	REAZ. SW2	$\alpha$ LM71	$\alpha$ SW2	$\phi 3$	REAZ. LM71	REAZ. SW2
1	0.530	1.8	1841	1925	1.1	1	1.09	2212	2102
2	0.470	-1.8	1841	1925	1.1	1	1.09	2212	2102
dx ML max									
SEZIONE MISTA 40 ML SINGOLO BINARIO									
APPOGGIO	REAZIONE	y	REAZ. LM71	REAZ. SW2	$\alpha$ LM71	$\alpha$ SW2	$\phi 3$	REAZ. LM71	REAZ. SW2
1	0.530	1.8	2137	2710	1.1	1	1.09	2567	2960
2	0.470	-1.8	2137	2710	1.1	1	1.09	2567	2960

Che ripartiti con il metodo Courbon sul singolo appoggio forniscono i risultati in tabella seguente.

**REAZIONI VINCOLARI [kN,m]**

sx

Appoggio	A			B			biz
	FZ	FX	FY	FZ	FX	FY	
Descrizione carico	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[m]
Peso proprio g1	1310			1310			0.00
Permanenti G2	1200			1200			0.00
Ballast							0.00
Comb. Nmax Qv	1515			1343			0.00
Comb. Nmax Q frenatura		0			0		3.00
Comb. Nmax Q centrifuga			82			82	4.80
Comb. Nmax Q serpeggio			13			13	3.00
Comb. MTmax Qv	1172			1040			0.00
Comb. MTmax Q frenatura		0			0		3.00
Comb. MTmax Q centrifuga			125			125	4.80
Comb. MTmax Q serpeggio			13			13	3.00
Comb. MLmax Qv	0			0			0.00
Comb. MLmax Q frenatura		0			0		3.00
Comb. MLmax Q centrifuga							4.80
Comb. MLmax Q serpeggio						0	3.00
Vento Ponte Scarico			181			181	3.15
Vento Ponte Carico			301			301	3.50
Attrito permanente		75	75		75	75	0.00
Attrito carichi mobili		45	45		40	40	0.00
q=1.5	Sisma longitudinale						2.30
	Sisma trasversale			1151		1151	2.30
	Sisma verticale	328			328		0.00
q=1.36	Sisma longitudinale		0		0		2.30
	Sisma trasversale			1269		1269	2.30
	Sisma verticale	328			328		0.00
q=1	Sisma longitudinale		0		0		2.30
	Sisma trasversale			1726		1726	2.30
	Sisma verticale	328			328		0.00

**REAZIONI VINCOLARI [kN,m]**

dx

Appoggio	A			B			biz
	FZ	FX	FY	FZ	FX	FY	
Descrizione carico	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[m]
Peso proprio g1	1310			1310			0.00
Permanenti G2	1200			1200			0.00
Ballast							0.00
Comb. Nmax Qv	1114			988			0.00
Comb. Nmax Q frenatura		578			578		3.00
Comb. Nmax Q centrifuga			82			82	4.80
Comb. Nmax Q serpeggio			13			13	3.00
Comb. MTmax Qv	1172			1040			0.00
Comb. MTmax Q frenatura		500			500		3.00
Comb. MTmax Q centrifuga			125			125	4.80
Comb. MTmax Q serpeggio			13			13	3.00
Comb. MLmax Qv	1569			1391			0.00
Comb. MLmax Q frenatura		578			578		3.00
Comb. MLmax Q centrifuga			125			125	4.80
Comb. MLmax Q serpeggio			25			25	3.00
Vento Ponte Scarico			181			181	3.15
Vento Ponte Carico			301			301	3.50
Attrito permanente		75	75		75	75	0.00
Attrito carichi mobili		47	47		42	42	0.00
Sisma longitudinale		2277			2277		2.30
Sisma trasversale			1151			1151	2.30
Sisma verticale	328			328			0.00
Sisma longitudinale		2511			2511		2.30
Sisma trasversale			1269			1269	2.30
Sisma verticale	328			328			0.00
Sisma longitudinale		3416			3416		2.30
Sisma trasversale			1726			1726	2.30
Sisma verticale	328			328			0.00

#### 4.6.3 Azione del Vento

<b>Azione del Vento - generale - NTC e EC 1-1-4:2005</b>				
Condizione (ponte carico o scarico)		scarico	carico	
Altitudine sul livello del mare	as	250	250	m
Zona	Z	4	4	
Parametri	Vb,0	28	28	m/s
Parametri	a0	500	500	m
Parametri	ks	0.36	0.36	1/s
Velocità di riferimento (Tr=50anni)	vb=vb0 * (1+ ks(as/ao-1)	28	28	m/s
Periodo di ritorno considerato	TR	112.5	112.5	anni
	αR	1.05	1.05	
Velocità di riferimento	Vb(TR)	29.28	29.28	m/s
Densità dell'aria	ρ	1.25	1.25	kg/mc
Pressione cinetica di riferimento	qb=0.5*ρ*vb²	0.54	0.54	kN/mq
Classe di rugosità del terreno		D	D	
Distanza dalla costa		>10	>10	km
Altitudine sul livello del mare		<750	<750	m
Categoria di esposizione del sito	Cat	II	II	
<b>Vento su impalcato</b>				
Parametri	kr	0.19	0.19	
Parametri	z0	0.05	0.05	m
Parametri	zmin	4	4	m
Altezza di riferimento per l'impalcato (EC punto 8.3.1(6))	z	19.6	19.6	m
Coefficiente di topografia	ct	1	1	
Coefficiente di esposizione (z)	ce(z)	2.80	2.80	
Larghezza impalcato	b	9.7	9.7	m
Altezza impalcato	h1	4.5	5.2	m
Altezza treno o parapetto	h2	1.5	4	m
Altezza totale impalcato (comprese le barriere o treno)	dtot	6	9.2	m
Rapporto di forma	b/dtot	1.62	1.05	
Coefficiente di forza (figura 8.3 EC)	cfx	2.02	2.18	
<b>Riepilogo</b>				
Pressione cinetica di riferimento	qb	0.54	0.54	kN/mq
Coefficiente di esposizione	ce	2.80	2.80	
Coefficiente di forza	cfx	2.02	2.18	
Altezza di riferimento (EC punto 8.3.1 (4) e (5))	d	6	9.2	m
Forza statica equivalente a m/l	f=prodotto	18.1	30.1	kN/m
Pressione statica equivalente	p=f/d	3.02	3.27	kN/mq
Pressione statica equivalente (minima considerata)	pmin	1.5	1.5	kN/mq
Forza statica equivalente a m/l considerata	f	18.1	30.1	kN/m
<b>Vento impalcato a ponte scarico</b>				
		sx	dx	
Forza statica equivalente	f	18.1	18.1	kN/m
Luce impalcato	L	40	40	m
Forza trasversale al piano appoggi	FT=f*L/2	362	362	kN/m
<b>Vento impalcato a ponte carico</b>				
Forza statica equivalente	f	30.1	30.1	kN/m
Luce impalcato	L	40	40	m
Forza trasversale al piano appoggi	FT=f*L/2	602	602	kN/m

RELAZIONE DI CALCOLO PILA 2/3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 09 CL	VI 02 05 002	B	20 di 64

<b>Vento su Pila e Pulvino</b>					
Parametri	kr	0.19	0.19		
Parametri	z0	0.05	0.05	m	
Parametri	zmin	4	4	m	
Altezza di riferimento per pila e pulvino (EC punto 7.6(2))	z	17.00	17	m	
Coefficiente di topografia	ct	1	1		
Coefficiente di esposizione (z)	ce(z)	2.70	2.70		
		<b>dir.x</b>	<b>dir.x</b>		
Altezza (dir.z)	h	2.00	15.00	m	
Larghezza in direz. Ortogonale al vento	b	8.6	8.6	m	
Larghezza in direz. Parallela al vento	d	3.4	3.4	m	
Rapporto di forma	d/b	0.40	0.40		
Coefficiente di forza (figura 7.23 EC)	cfx	2.22	2.22		
Raggio di arrotondamento (figura 7.24 EC)	r	1.2	1.2	m	
Rapporto di forma II	r/b	0.14	0.14		
Fattore di riduzione (figura 7.24 EC)	Ψ	0.65	0.65		
Pressione di riferimento	$q=\Psi*cfx*ce*qb$	2.09	2.09	kN/mq	
Area investita dal vento	$A=b*h$	17.2	129	mq	
Forza statica equivalente	$F=q*A$	36	269	kN	
		<b>dir.y</b>	<b>dir.y</b>		
Altezza (dir.z)	h	2.00	15.00	m	
Larghezza in direz. Ortogonale al vento	b	3.4	3.4	m	
Larghezza in direz. Parallela al vento	d	8.6	8.6	m	
Rapporto di forma	d/b	2.53	2.53		
Coefficiente di forza (figura 7.23 EC)	cfx	1.49	1.49		
Raggio di arrotondamento (figura 7.24 EC)	r	1.2	1.2	m	
Rapporto di forma II	r/b	0.35	0.35		
Fattore di riduzione (figura 7.24 EC)	Ψ	0.50	0.50		
Pressione di riferimento	$q=\Psi*cfx*ce*qb$	1.08	1.08	kN/mq	
Area investita dal vento	$A=b*h$	6.8	51	mq	
Forza statica equivalente	$F=q*A$	7	55	kN	
<b>Riepilogo</b>					
<b>Vento x</b>					
Pulvino	F	36	kN		
Pila	F	269	kN		
Distanza tra spiccato fusto e testa pulvino	bz	17.00	m		
Forza totale	F Tot	305	kN		
<b>Vento y</b>					
Pulvino	F	7	kN		
Pila	F	55	kN		
Distanza tra spiccato fusto e testa pulvino	bz	17.00	m		
Forza totale	F Tot	62	kN		

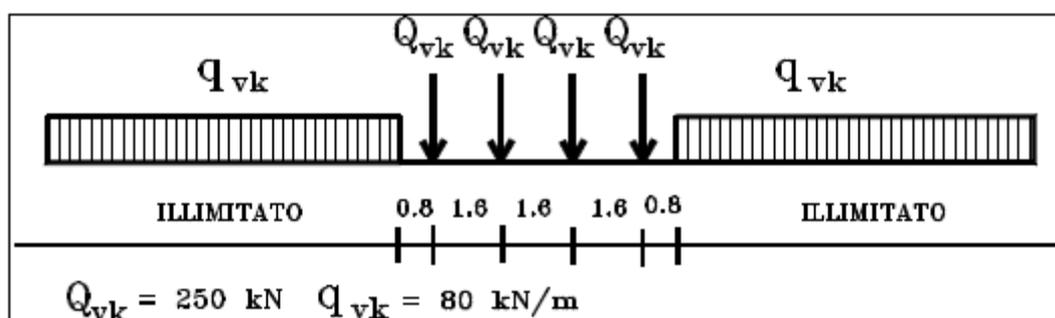
#### 4.6.4 Carichi da traffico verticali

L'opera è stata progettata considerando le sollecitazioni dovute al carico da traffico ferroviario, considerando i modelli LM71 e/o SW/2.

Si riportano di seguito le caratteristiche dei modelli di traffico presi in esame.

##### ➤ Modello di carico LM71

Sia le istruzioni RFI che le NTC 2018 (par. 5.2.2.2.1.1), definiscono questo modello di carico tramite carichi concentrati e carichi distribuiti, riferiti all'asse dei binari.



*Treno di carico LM 71*

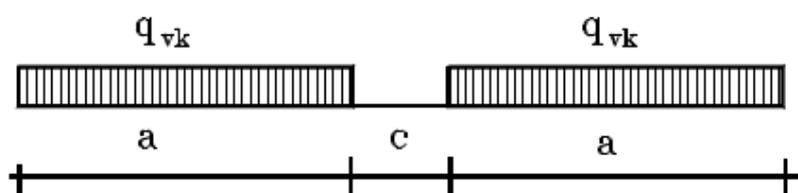
Carichi concentrati: quattro assi da 250 kN disposti ad interasse di 1,60 m;

Carico distribuito: 80 kN/m in entrambe le direzioni, a partire da 0,8 m dagli assi d'estremità e per una lunghezza illimitata

Per questo modello di carico è prevista un'eccentricità del carico rispetto all'asse del binario.

##### ➤ Modello di carico SW/2

Sia le istruzioni RFI che le NTC 2018 (par. 5.2.2.2.1.2), definiscono questo modello di carico tramite solo carichi distribuiti.



*Treno di carico SW*

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

In questo modello di carico non è prevista alcuna eccentricità del carico ferroviario.

Le azioni di entrambi i modelli dovranno essere moltiplicate per un coefficiente di adattamento definito dalla seguente tabella (tab. 2.5.1.4.1.1 - RFI DTC SI PS MA IFS 001 A).

MODELLO DI CARICO	COEFFICIENTE "α"
LM71	1,10
SW/0	1,10
SW/2	1,00

#### 4.6.5 Effetti dinamici

Per la definizione del coefficiente dinamico si segue quanto contenuto nel par.5.2.2.2.3 del DM 17.1.2018 che per l'opera in esame riporta:

$$\Phi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{L_\phi - 0,2}} + 0,73 \quad \text{con la limitazione } 1,00 \leq \Phi_3 \leq 2,00 \quad [5.2.7]$$

#### 4.6.6 Carichi da traffico orizzontali

Frenatura		
L	40	m
Lcalc	40	per Treno LM 71
	30	per Treno SW/0
	33	per SW/2
Qlb,k	880	per Treno LM 71
Qlb,k	660	per Treno SW/0
Qlb,k	1155	per SW/2
Qlb,k (filtrata)per Treno LM 71	880	kN
Qlb,k (filtrata)per Treno SW/0	660	kN
Qlb,k(filtrata)per SW/2	1155	kN

Avviamento		
L	40	m
Lcalc	40	per Treno LM 71
	30	per Treno SW/0
	33	per SW/2
Qla,k	1452	per Treno LM 71
Qla,k	1089	per Treno SW/0
Qla,k	1089	per SW/2
Qla,k (filtrata)per Treno LM 71	1000	kN
Qla,k (filtrata)per Treno SW/0	1000	kN
Qla,k(filtrata)per SW/2	1000	kN

Serpeggio		
FT=100kN /2	50	kN*m
<b>Treno LM 71</b>		
$\alpha$	1.1	
FT* $\alpha$	55	kN
<b>Treno SW/0</b>		
$\alpha$	1.1	
FT* $\alpha$	55	kN
<b>Treno SW/2</b>		
$\alpha$	1	
FT* $\alpha$	50	kN

Forza centrifuga sx

L	40	m	L <sub>0</sub>	38	m
velocità di progetto	160	km/h	ø3 Coeff. Dinamico	1.092	
raggio planimetrico	1300	m			
f	0.80	Per V>120 km/h			
f	1	Per V<120 km/h			

Treno LM 71		Treno SW/0		Treno SW/2	
Qvk	1000 kN	qvk	133 kN/m	qvk	150 kN/m
qvk	80 kN/m	$\alpha$	1.1	$\alpha$	1
$\alpha$	1 Per V>120 km/h				
$\alpha$	1.1 Per V<120 km/h				
Qtk	135 Per V>120 km/h				
	105 Per V<120 km/h	qtk	10 Per V=100 km/h	qtk	10 Per V=100 km/h
Qtk scelto	135				
qtk	11 Per V>120 km/h				
	8 Per V<120 km/h	L calc	30 m	L calc	33 m
qtk scelto	11	qtk*Lcalc	290 kN	qtk*Lcalc	327 kN
L calc= L-6.4m	33.6 m	FT= qtk*Lcalc /2	145	FT= qtk*Lcalc /2	164
qtk*Lcalc	364 kN				
FT= (qtk*Lcalc + qtk)/2	250 kN				

Forza centrifuga dx

L	40	m	L <sub>0</sub>	38	m
velocità di progetto	160	km/h	ø3 Coeff. Dinamico	1.092	
raggio planimetrico	1300	m			
f	0.80	Per V>120 km/h			
f	1	Per V<120 km/h			

Treno LM 71		Treno SW/0		Treno SW/2	
Qvk	1000 kN	qvk	133 kN/m	qvk	150 kN/m
qvk	80 kN/m	$\alpha$	1.1	$\alpha$	1
$\alpha$	1 Per V>120 km/h				
$\alpha$	1.1 Per V<120 km/h				
Qtk	135 Per V>120 km/h				
	105 Per V<120 km/h	qtk	10 Per V=100 km/h	qtk	10 Per V=100 km/h
Qtk scelto	135				
qtk	11 Per V>120 km/h				
	8 Per V<120 km/h	L calc	30 m	L calc	33 m
qtk scelto	11	qtk*Lcalc	290 kN	qtk*Lcalc	327 kN
L calc= L-6.4m	33.6 m	FT= qtk*Lcalc /2	145	FT= qtk*Lcalc /2	164
qtk*Lcalc	364 kN				
FT= (qtk*Lcalc + qtk)/2	250 kN				

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA - CATANIA - PALERMO</b> <b>NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO - CATANIA</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b> <b>VI02 - Viadotto ferroviario a Singolo Binario</b>					
	RELAZIONE DI CALCOLO PILA 2/3	COMMESSA <b>RS3V</b>	LOTTO 40	CODIFICA D 09 CL	DOCUMENTO VI 02 05 002	REV. B

#### 4.6.7 Azione sismica

Nel seguente paragrafo è riportata la valutazione dei parametri di pericolosità sismica utili alla determinazione delle azioni sismiche di progetto dell'opera cui si riferisce il presente documento, in accordo a quanto specificato a riguardo dal D.M. 17 gennaio 2018 e relativa circolare applicativa.

##### ➤ Valori di progetto

La pericolosità sismica di base è stata definita sulla base delle coordinate geografiche del sito di realizzazione dell'opera:

**FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO**

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE:     LATITUDINE:

Ricerca per comune

REGIONE:     PROVINCIA:     COMUNE:

Controllo sul reticolo

- Sito esterno al reticolo
- Interpolazione su 3 nodi
- Interpolazione corretta

Interpolazione:

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

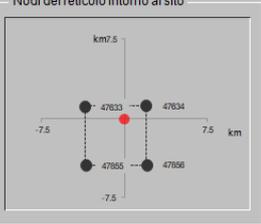
---

Elaborazioni

Tabella parametri

---

Nodi del reticolo intorno al sito



Reticolo di riferimento



..a "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, a "Ricerca per coordinate".

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

I parametri utilizzati per la definizione dell'azione sismica sono riportati di seguito.

### FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) -  $V_n$   info

Coefficiente d'uso della costruzione -  $c_d$   info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) -  $V_R$   info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) -  $T_R$   info

Stati limite di esercizio - SLE	SLO - $P_{VR} = 81\%$	<input type="text" value="68"/>
	SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input type="text" value="113"/>
Stati limite ultimi - SLU	SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input type="text" value="1068"/>
	SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input type="text" value="2193"/>

Elaborazioni

- Grafici parametrizzazione
- Grafici spettri di risposta
- Tabella parametrizzazione

LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
- Strategia scelta

Strategia di progettazione

Stato Limite	Strategia per costruzioni ordinarie (T <sub>R</sub> [anni])	Strategia scelta (T <sub>R</sub> [anni])
SLO	68	68
SLD	113	113
SLV	1068	1068
SLC	2193	2193

L'azione sismica è stata calcolata per mezzo del foglio di calcolo Spettri-NTCver.1.0.3 messo a disposizione dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Di seguito si riportano gli spettri di risposta orizzontale e verticale allo Stato limite di salvaguardia della vita SLV utilizzati per il calcolo dell'azione sismica.

### FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato **SLV** info

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo **C** info  $S_B = 1.500$   $C_C = 1.291$  info

Categoria topografica **T1** info  $h/H = 1.000$   $S_T = 1.000$  info  
(In quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale

Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento  $\xi$  (%)   $\eta_1 = 1.000$  info

Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore  $q$   Regol. in altezza **si** info

Compon. verticale

Spettro di progetto Fattore  $q$    $\eta_1 = 0.667$  info

Elaborazioni

- Grafici spettri di risposta
- Parametri e punti spettri di risposta

Spettri di risposta

— Spettro di progetto - componente orizzontale

— Spettro di progetto - componente verticale

— Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1,  $\xi = 5\%$ )

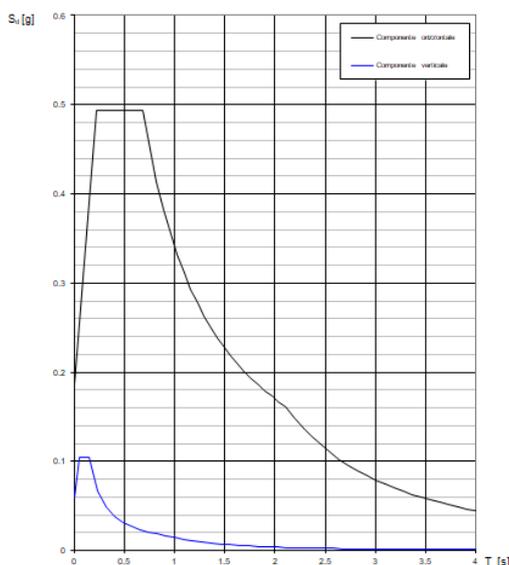
Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato lim SLV

**Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLV
$a_n$	0.125 g
$F_n$	2.637
$T_c^*$	0.534 s
$S_s$	1.500
$C_c$	1.291
$S_T$	1.000
$q$	1.000

**Parametri dipendenti**

$S$	1.500
$\eta$	1.000
$T_B$	0.230 s
$T_c$	0.690 s
$T_D$	2.099 s



➤ Calcolo dell'azione Sismica

Per il calcolo delle azioni sismiche si utilizza una Analisi Statica Lineare, come riportata nel cap. 7.9.4.1 delle Normative. Qualora le ipotesi non siano soddisfatte, si è fatto riferimento ad una Analisi Dinamica Modale, attraverso la costruzione di un modello tridimensionale agli Elementi Finiti semplificato.

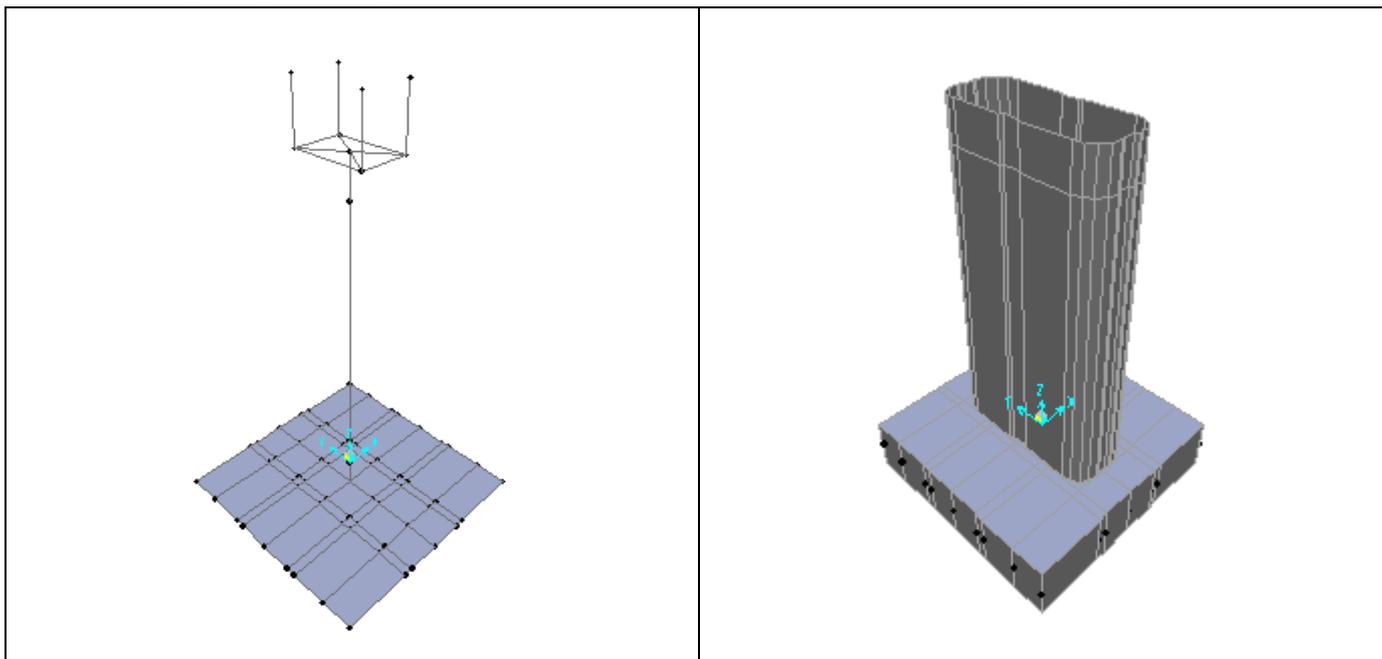
I Fattori di struttura utilizzati sono:

- $q= 1.5$  per la verifica a presso flessione della pila
- $q= 1.5/1.1$  per la verifica a capacità portante verticale dei pali e verifica del plinto
- $q= 1$  per le verifiche a taglio degli elementi strutturali (vedi anche punto successivo), verifiche a capacità portante orizzontale dei pali.
- Solo per la verifica a taglio dello spiccato della pila, il criterio adottato è quello della gerarchia delle resistenze, così come indicato al punto 7.9.5 delle NTC
- Per l'azione sismica verticale si adotta  $q=1$

Condizione Sismica			
Massa sismica impalcato dir x	mix	10881	kN
Massa efficace pila dir x	mpx	2971	kN
Massa complessiva dir x	mix + mpx	13852	kN
1/5 Massa sismica impalcato dir x	mix/5	2176	kN
Verifica requisito dir x		no	
Massa sismica impalcato dir. y	mi <sub>y</sub>	11032	kN
Massa efficace pila dir. Y	mp <sub>y</sub>	2971	kN
Massa complessiva dir. Y	mi <sub>y</sub> + mp <sub>y</sub>	14003	kN
1/5 Massa sismica impalcato dir. Y	mi <sub>y</sub> /5	2206	kN
Verifica requisito dir. Y		no	
Massa sismica impalcato dir. z	miz	11032	kN
Massa efficace pila dir. Z	mpz	2971	kN
Massa complessiva dir. Z	miz + mpz	14003	kN
1/5 Massa sismica impalcato dir. Z	miz/5	2206	kN
Verifica requisito dir. Z		no	
Inerzia Pila asse y	J <sub>yy</sub>	19.0	m <sup>4</sup>
Inerzia Pila asse x	J <sub>xx</sub>	85.3	m <sup>4</sup>
Area Pila	A <sub>p</sub>	12.70	m <sup>2</sup>
Rigidezza Pila asse y	K <sub>y</sub>	261578406.8	N/m
Rigidezza Pila asse x	K <sub>x</sub>	1174739774	N/m
rigidezza Pila asse z	K <sub>z</sub>	24643623529	N/m
Periodo x	T <sub>x</sub>	0.46	s
Periodo y	T <sub>y</sub>	0.22	s
Periodo z	T <sub>z</sub>	0.05	s
Accelerazione orizzontale Se(Tx) direzione x	a <sub>g</sub> x	0.49	
Accelerazione orizzontale Se(Ty) direzione y	a <sub>g</sub> y	0.49	
Accelerazione Verticale Se(Tz) direzione z	a <sub>g</sub> z	0.09	
<b>q=1.5</b>			
Accelerazione orizzontale Sd(Tx) direzione x	a <sub>g</sub> x	0.33	
Accelerazione orizzontale Sd(Ty) direzione y	a <sub>g</sub> y	0.33	
Accelerazione Verticale Sd(Tz) direzione z	a <sub>g</sub> z	0.09	
<b>q=1.36</b>			
Accelerazione orizzontale Sd(Tx) direzione x	a <sub>g</sub> x	0.36	
Accelerazione orizzontale Sd(Ty) direzione y	a <sub>g</sub> y	0.36	
Accelerazione Verticale Sd(Tz) direzione z	a <sub>g</sub> z	0.09	
<b>q=1</b>			
Accelerazione orizzontale Sd(Tx) direzione x	a <sub>g</sub> x	0.5	
Accelerazione orizzontale Sd(Ty) direzione y	a <sub>g</sub> y	0.5	
Accelerazione Verticale Sd(Tz) direzione z	a <sub>g</sub> z	0.09375	
<b>Condizione Sismica - Taglianti Totali</b>			
<b>q=1.5</b>			
Tagliante direzione x	F x	4554	kN
Tagliante direzione y	F y	4603	kN
Tagliante direzione z	F z	1313	kN
<b>q=1.36</b>			
Tagliante direzione x	F x	5022	kN
Tagliante direzione y	F y	5077	kN
Tagliante direzione z	F z	1313	kN
<b>q=1</b>			
Tagliante direzione x	F x	6831	kN
Tagliante direzione y	F y	6905	kN
Tagliante direzione z	F z	1313	kN

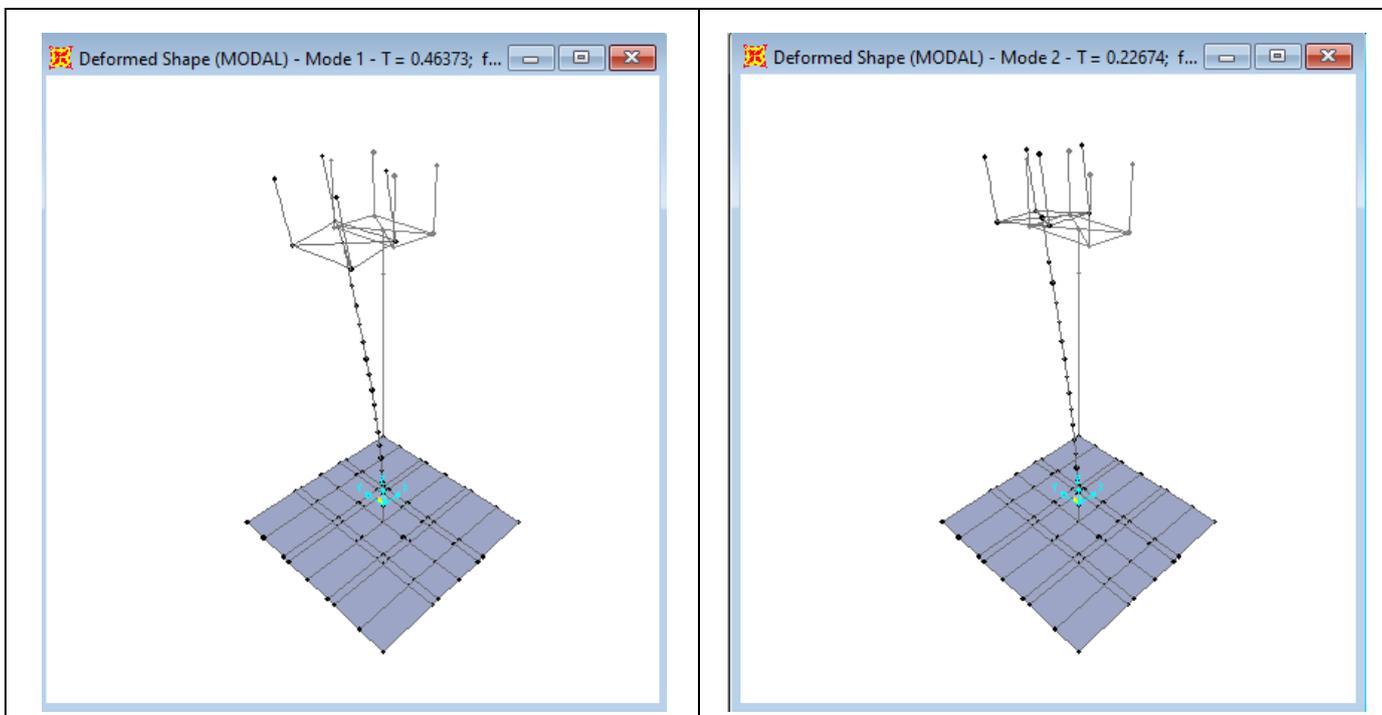
#### 4.6.8 *Analisi Dinamica Lineare*

Non essendo soddisfatti i criteri per l'analisi statica si svolge una Analisi Dinamica Lineare. L'analisi viene svolta considerando per la pila una rigidezza non fessurata e fessurata con riduzione della rigidezza pari ad al 50%.

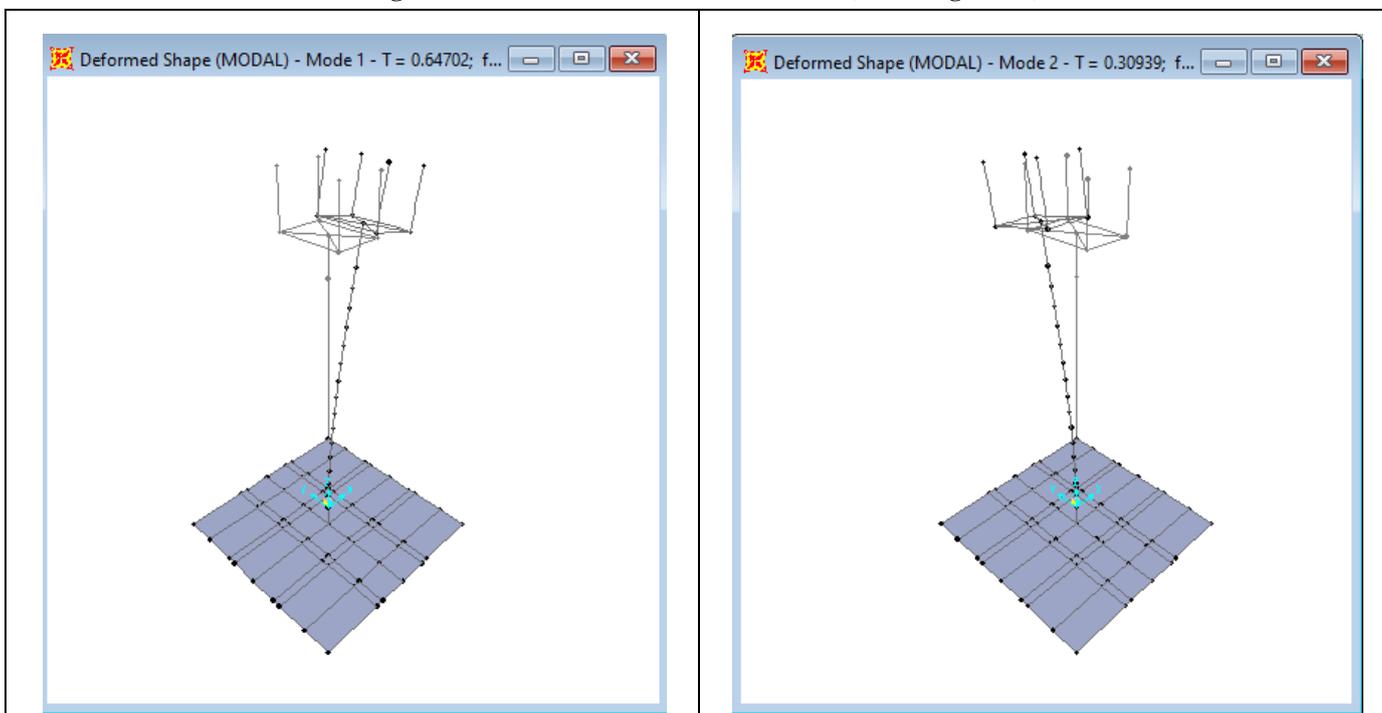


**Figura 3: Modello FEM**

Si riportano di seguito i risultati della analisi modale:



**Figura 4: Modello FEM – Analisi Modale (100% rigidezza)**



**Figura 5: Modello FEM – Analisi Modale (50% rigidezza)**

	<b>DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA - CATANIA - PALERMO</b> <b>NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO - CATANIA</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b> <b>VI02 - Viadotto ferroviario a Singolo Binario</b>					
	RELAZIONE DI CALCOLO PILA 2/3	COMMESSA <b>RS3V</b>	LOTTO 40	CODIFICA D 09 CL	DOCUMENTO VI 02 05 002	REV. B

#### 4.6.9 Calcolo delle sollecitazioni in testa pali

Le sollecitazioni agenti in testa palo vengono calcolate nell'ipotesi di platea di fondazione infinitamente rigida, attraverso la relazione

$$R(x, y) = \frac{N}{n} + \frac{M_l}{J_l} \cdot y + \frac{M_t}{J_t} \cdot x$$

dove

$N, M_l, M_t$  sono lo sforzo normale e i momenti flettenti longitudinale e trasversale agenti al baricentro della palificata,  $n$  è il numero di pali e  $J_l, J_t$  sono le inerzie longitudinale e trasversale della palificata

$$J_l = \sum y_i^2 \qquad J_t = \sum x_i^2$$

Per quanto riguarda le sollecitazioni orizzontali in testa palo, si assume che le azioni di taglio di ripartiscano uniformemente tra i pali, risultando

$$T(x, y) = \frac{\sqrt{H_l^2 + H_t^2}}{n}$$

dove  $H_l, H_t$  sono le forze orizzontali longitudinale e trasversale agenti al baricentro della palificata.

#### 4.6.10 Riepilogo risultati

Il foglio automatico, sulla base di calcoli sviluppati nei fogli successivi, restituisce, per ciascuna combinazione i risultati del controllo di verifica.

Per ciascuna combinazione vengono riassunti:

- Le sollecitazioni al livello del piano di fondazione in termini di sforzo normale  $N$ , forza orizzontale  $T$  e momento ribaltante  $M$ .
- Per i carichi sui pali in termini di  $N_{\max}, N_{\min}, T$  ed  $M$ .

**SPICCATO PILA: condizione statica**

Descrizione carico	F <sub>Z</sub>	F <sub>X</sub>	F <sub>Y</sub>	b <sub>ix</sub>	b <sub>iy</sub>	b <sub>iz</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>
	[kN]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]
Pila	6145			0.00	0.00	0	0	0
Vento su pila dir. x		305		0.00	0.00	17.00	0	5186
Vento su pila dir.y			62.2	0.00	0.00	17.00	1058	0

**INTRADOSSO FONDAZIONE: condizione statica**

Descrizione carico	F <sub>Z</sub>	F <sub>X</sub>	F <sub>Y</sub>	b <sub>ix</sub>	b <sub>iy</sub>	b <sub>iz</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>
	[kN]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]
Pila	6145			0.00	0.00	0	0	0
Plinto	10800			0.00	0.00	1.50	0.00	0
Rinterro	2295			0.00	0.00	0.00	0.00	0
Vento su pila dir. x		305		0.00	0.00	20.00	0	6101
Vento su pila dir.y			62.2	0.00	0.00	20.00	1245	0

**INTRADOSSO FONDAZIONE: condizione sismica**

Descrizione carico	F <sub>Z</sub>	F <sub>X</sub>	F <sub>Y</sub>	b <sub>ix</sub>	b <sub>iy</sub>	b <sub>iz</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>
	[kN]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]
Plinto sisma x		2025		0.00	0.00	1.50	0.00	3038
Plinto sisma y			2025	0.00	0.00	1.50	3038	0
Plinto sisma z	1013			0.00	0.00	1.50	0	0
Rinterro sisma z	215			0.00	0.00	0.00	0	0

## 4.7 Sollecitazioni

### 4.7.1 Base Pila

CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE INTERNA ALLA BASE DELLA PILA							
			Nz,A [kN]	Tx,A [kN]	Ty,A [kN]	Mxx [kNm]	Myy [kNm]
SLU GEO	Nz,A <sub>max</sub>	A2 - SLU - N max gr.1	23825	1242	1980	40634	22704
	Tx,A <sub>max</sub>	A2 - SLU - ML max gr.3	21325	2201	707	13579	47073
	Ty,A <sub>max</sub>	A2 - SLU - MT max gr.1	23155	1144	2195	45341	21844
	Mxx <sub>max</sub>	A2 - SLU - MT max gr.1	23155	1144	2195	45341	21844
	Myy <sub>max</sub>	A2 - SLU - ML max gr.3	21325	2201	707	13579	47073
SLU STR	Nz,A <sub>max</sub>	A1 - SLU - N max gr.1	29761	1498	2347	48008	27336
	Tx,A <sub>max</sub>	A1 - SLU - ML max gr.3	26861	2610	877	16751	55602
	Ty,A <sub>max</sub>	A1 - SLU - MT max gr.1	28984	1385	2597	53468	26338
	Mxx <sub>max</sub>	A1 - SLU - MT max gr.1	28984	1385	2597	53468	26338
	Myy <sub>max</sub>	A1 - SLU - ML max gr.3	26861	2610	877	16751	55602
SLE RARA	Nz,A <sub>max</sub>	SLE rara - N max gr.1	21145	1054	1613	32928	19215
	Tx,A <sub>max</sub>	SLE rara - ML max gr.3	19145	1814	626	11915	38585
	Ty,A <sub>max</sub>	SLE rara - MT max gr.1	20609	976	1785	36693	18527
	Mxx <sub>max</sub>	SLE rara - MT max gr.1	20609	976	1785	36693	18527
	Myy <sub>max</sub>	SLE rara - ML max gr.3	19145	1814	626	11915	38585
SLE FREQUENTE	Nz,A <sub>max</sub>	SLE freq.- N max gr.1	20153	903	743	14778	16423
	Tx,A <sub>max</sub>	SLE freq.- N max gr.3	20153	1366	592	11450	25879
	Ty,A <sub>max</sub>	SLE freq.- MT max gr.1	19724	841	881	17791	15873
	Mxx <sub>max</sub>	SLE freq.- MT max gr.1	19724	841	881	17791	15873
	Myy <sub>max</sub>	SLE freq.- ML max gr.3	18553	1365	561	10583	29430
SLE Q.P.		SLE quasi permanente	16185	301	301	5256	5256
SLV q=1.5	Nz,A <sub>max</sub>	SLV - N max	18490	1783	1642	32282	34766
	Tx,A <sub>max</sub>	SLV - ML max gr.1	17170	4971	1626	31892	98613
	Ty,A <sub>max</sub>	SLV - MT max gr.1	17463	1752	4899	96675	34310
	Mxx <sub>max</sub>	SLV - MT max gr.1	17463	1752	4899	96675	34310
	Myy <sub>max</sub>	SLV - ML max gr.1	17170	4971	1626	31892	98613
SLV q=1.36	Nz,A <sub>max</sub>	SLV - N max	18490	1924	1784	35028	37544
	Tx,A <sub>max</sub>	SLV - ML max gr.1	17170	5439	1769	34700	107872
	Ty,A <sub>max</sub>	SLV - MT max gr.1	17463	1892	5373	105986	37087
	Mxx <sub>max</sub>	SLV - MT max gr.1	17463	1892	5373	105986	37087
	Myy <sub>max</sub>	SLV - ML max gr.1	17170	5439	1769	34700	107872
SLV q=1	Nz,A <sub>max</sub>	SLV - N max	18490	2466	2333	45919	48257
	Tx,A <sub>max</sub>	SLV - ML max gr.1	17170	7248	2317	45529	143584
	Ty,A <sub>max</sub>	SLV - MT max gr.1	17463	2435	7200	142131	47801
	Mxx <sub>max</sub>	SLV - MT max gr.1	17463	2435	7200	142131	47801
	Myy <sub>max</sub>	SLV - ML max gr.1	17170	7248	2317	45529	143584

Tabella 3 – Sollecitazioni della base della pila – Analisi Statica

**TABLE: Section Cut Forces - Analysis**

SectionCut	OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY
Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m
base pila	EX_1	Combination	Max	6935	2116	17263	39547	129627
base pila	EX_1	Combination	Min	-6935	-2116	17263	-39333	-129264
base pila	EY_1	Combination	Max	2081	7050	17263	131526	39018
base pila	EY_1	Combination	Min	-2081	-7050	17263	-131312	-38655
base pila	EX_2	Combination	Max	6935	2116	16900	39547	129627
base pila	EX_2	Combination	Min	-6935	-2116	16900	-39333	-129264
base pila	EY_2	Combination	Max	2081	7050	16900	131526	39018
base pila	EY_2	Combination	Min	-2081	-7050	16900	-131312	-38655
base pila	EZ_1	Combination	Max	2081	2115	17687	39536	39016
base pila	EZ_1	Combination	Min	-2081	-2115	17687	-39322	-38653
base pila	EZ_2	Combination	Max	2081	2115	16476	39536	39016
base pila	EZ_2	Combination	Min	-2081	-2115	16476	-39322	-38653
				<b>6935</b>	<b>7050</b>		<b>131526</b>	<b>129627</b>

**Tabella 4 – Sollecitazioni della base della pila Dinamica 50%(EI)**
**TABLE: Section Cut Forces - Analysis**

SectionCut	OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY
Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m
base pila	EX_1	Combination	Max	6952	2112	17263	39361	129830
base pila	EX_1	Combination	Min	-6952	-2112	17263	-39146	-129467
base pila	EY_1	Combination	Max	2086	7037	17263	130928	39078
base pila	EY_1	Combination	Min	-2086	-7037	17263	-130713	-38715
base pila	EX_2	Combination	Max	6952	2112	16900	39361	129830
base pila	EX_2	Combination	Min	-6952	-2112	16900	-39146	-129467
base pila	EY_2	Combination	Max	2086	7037	16900	130928	39078
base pila	EY_2	Combination	Min	-2086	-7037	16900	-130713	-38715
base pila	EZ_1	Combination	Max	2085	2111	17687	39355	39076
base pila	EZ_1	Combination	Min	-2085	-2111	17687	-39141	-38714
base pila	EZ_2	Combination	Max	2085	2111	16476	39355	39076
base pila	EZ_2	Combination	Min	-2085	-2111	16476	-39141	-38714
				<b>6952</b>	<b>7037</b>		<b>130928</b>	<b>129830</b>

**Tabella 5 – Sollecitazioni della base della pila Dinamica 100%(EI)**

Come si può vedere dai valori massimi indicati in grassetto (per  $q=1$ ), le sollecitazioni della Analisi Lineare Statica sono superiori rispetto a quelli ottenuti dall'analisi Dinamica; pertanto in favore di sicurezza si adotteranno quelli ricavate dalla Analisi Lineare Statica.

#### 4.7.2 Plinto di fondazione

Nella tabella che segue sono indicati la risultante e momento risultante rispetto al baricentro del plinto di fondazione.

CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE INTERNA INTRADOSSO FONDAZIONE							
		Nz,A [kN]	Tx,A [kN]	Ty,A [kN]	Mxx [kNm]	Myy [kNm]	
SLU GEO	Nz,A <sub>max</sub>	A2 - SLU - N max gr.1	37608	1242	1980	46573	26430
	Tx,A <sub>max</sub>	A2 - SLU - ML max gr.3	35108	2201	707	15700	53676
	Ty,A <sub>max</sub>	A2 - SLU - MT max gr.1	36938	1144	2195	51925	25277
	Mxx <sub>max</sub>	A2 - SLU - MT max gr.1	36938	1144	2195	51925	25277
	Myy <sub>max</sub>	A2 - SLU - ML max gr.3	35108	2201	707	15700	53676
SLU STR	Nz,A <sub>max</sub>	A1 - SLU - N max gr.1	47784	1498	2347	55050	31829
	Tx,A <sub>max</sub>	A1 - SLU - ML max gr.3	44884	2610	877	19382	63433
	Ty,A <sub>max</sub>	A1 - SLU - MT max gr.1	47007	1385	2597	61259	30492
	Mxx <sub>max</sub>	A1 - SLU - MT max gr.1	47007	1385	2597	61259	30492
	Myy <sub>max</sub>	A1 - SLU - ML max gr.3	44884	2610	877	19382	63433
SLE RARA	Nz,A <sub>max</sub>	SLE rara - N max gr.1	34240	1054	1613	37768	22376
	Tx,A <sub>max</sub>	SLE rara - ML max gr.3	32240	1814	626	13792	44026
	Ty,A <sub>max</sub>	SLE rara - MT max gr.1	33704	976	1785	42050	21454
	Mxx <sub>max</sub>	SLE rara - MT max gr.1	33704	976	1785	42050	21454
	Myy <sub>max</sub>	SLE rara - ML max gr.3	32240	1814	626	13792	44026
SLE FREQUENTE	Nz,A <sub>max</sub>	SLE freq.- N max gr.1	33248	903	743	17008	19133
	Tx,A <sub>max</sub>	SLE freq.- N max gr.3	33248	1366	592	13226	29976
	Ty,A <sub>max</sub>	SLE freq.- MT max gr.1	32819	841	881	20433	18395
	Mxx <sub>max</sub>	SLE freq.- MT max gr.1	32819	841	881	20433	18395
	Myy <sub>max</sub>	SLE freq.- ML max gr.3	31648	1365	561	12265	33524
SLE Q.P.		SLE quasi permanente	29280	301	301	6160	6160
SLV q=1,5	Nz,A <sub>max</sub>	SLV - N max	32813	2390	2250	38120	41026
	Tx,A <sub>max</sub>	SLV - ML max gr.1	30634	6996	2234	37683	116562
	Ty,A <sub>max</sub>	SLV - MT max gr.1	30927	2359	6924	114408	40476
	Mxx <sub>max</sub>	SLV - MT max gr.1	30927	2359	6924	114408	40476
	Myy <sub>max</sub>	SLV - ML max gr.1	30634	6996	2234	37683	116562
SLV q=1,36	Nz,A <sub>max</sub>	SLV - N max	32813	2531	2392	41292	44226
	Tx,A <sub>max</sub>	SLV - ML max gr.1	30634	7464	2376	40917	127227
	Ty,A <sub>max</sub>	SLV - MT max gr.1	30927	2500	7398	125141	43675
	Mxx <sub>max</sub>	SLV - MT max gr.1	30927	2500	7398	125141	43675
	Myy <sub>max</sub>	SLV - ML max gr.1	30634	7464	2376	40917	127227
SLV q=1	Nz,A <sub>max</sub>	SLV - N max	32813	3074	2940	53828	56567
	Tx,A <sub>max</sub>	SLV - ML max gr.1	30634	9273	2924	53391	168364
	Ty,A <sub>max</sub>	SLV - MT max gr.1	30927	3042	9225	166770	56016
	Mxx <sub>max</sub>	SLV - MT max gr.1	30927	3042	9225	166770	56016
	Myy <sub>max</sub>	SLV - ML max gr.3	29109	9273	2924	53391	168364

Tabella 6 – Sollecitazioni ad intradosso del baricentro fondazione

**TABLE: Base Reactions**

OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m
EX_1	Combination	Max	7207	2196	30502	39572	129709
EX_1	Combination	Min	-7207	-2196	30502	-39357	-129346
EY_1	Combination	Max	2162	7316	30502	131607	39043
EY_1	Combination	Min	-2162	-7316	30502	-131392	-38680
EX_2	Combination	Max	7207	2196	29491	39572	129709
EX_2	Combination	Min	-7207	-2196	29491	-39357	-129346
EY_2	Combination	Max	2162	7316	29491	131607	39043
EY_2	Combination	Min	-2162	-7316	29491	-131392	-38680
EZ_1	Combination	Max	2162	2195	31682	39560	39040
EZ_1	Combination	Min	-2162	-2195	31682	-39346	-38678
EZ_2	Combination	Max	2162	2195	28311	39560	39040
EZ_2	Combination	Min	-2162	-2195	28311	-39346	-38678
			<b>7207</b>	<b>7316</b>		<b>131607</b>	<b>129709</b>

**Tabella 7 – Sollecitazioni intradosso fondazione - Dinamica 50%(EI)**
**TABLE: Base Reactions**

OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m
EX_1	Combination	Max	7223	2192	30502	39385	129912
EX_1	Combination	Min	-7223	-2192	30502	-39171	-129549
EY_1	Combination	Max	2167	7304	30502	131008	39102
EY_1	Combination	Min	-2167	-7304	30502	-130794	-38740
EX_2	Combination	Max	7223	2192	29491	39385	129912
EX_2	Combination	Min	-7223	-2192	29491	-39171	-129549
EY_2	Combination	Max	2167	7304	29491	131008	39102
EY_2	Combination	Min	-2167	-7304	29491	-130794	-38740
EZ_1	Combination	Max	2167	2191	31682	39379	39101
EZ_1	Combination	Min	-2167	-2191	31682	-39165	-38738
EZ_2	Combination	Max	2167	2191	28311	39379	39101
EZ_2	Combination	Min	-2167	-2191	28311	-39165	-38738
			<b>7223</b>	<b>7304</b>		<b>131008</b>	<b>129912</b>

**Tabella 8 – Sollecitazioni intradosso fondazione - Dinamica 50%(EI)**

Come si può vedere dai valori massimi indicati in grassetto (per  $q=1$ ), le sollecitazioni della Analisi Lineare Statica sono superiori rispetto a quelle ottenute dall'analisi Dinamica; pertanto in favore di sicurezza si adotteranno quelle ricavate dalla Analisi Lineare Statica.

#### 4.8 Pali di fondazione

Le sollecitazioni risultanti sono riportati nelle seguenti tabelle:

<b>SOLL. TOTALI NEL BARICENTRO DELLA PALIFICATA</b>								
C.C.	N	T <sub>x</sub>	T <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	N <sub>max/palo</sub>	N <sub>min/palo</sub>	T <sub>palo</sub>
n°	kN	kN	kN	kNm	kNm	kN	kN	kN
AI - SLU - N max gr.1	47784	1498	2347	55050	31829	8527	2092	309
AI - SLU - MT max gr.1	47007	1385	2597	61259	30492	8621	1825	327
AI - SLU - ML max gr.1	44884	1772	1095	24809	43769	7527	2447	231
AI - SLU - N max gr.3	47784	2337	2073	48196	51509	9002	1617	347
AI - SLU - MT max gr.3	47007	2111	2198	51256	47517	8881	1565	339
AI - SLU - ML max gr.3	44884	2610	877	19382	63433	8054	1920	306
AI - SLU - Vento ponte scarico	40592	407	1586	35812	8315	6145	2876	182
AI - SLU Gmin - N max gr.1	29377	1498	2347	55050	31829	6482	46	309
AI - SLU Gmin - MT max gr.1	28599	1385	2597	61259	30492	6576	-220	327
AI - SLU Gmin - ML max gr.1	26477	1772	1095	24809	43769	5482	402	231
AI - SLU Gmin - N max gr.3	29377	2337	2073	48196	51509	6957	-429	347
AI - SLU Gmin - MT max gr.3	28599	2111	2198	51256	47517	6836	-481	339
AI - SLU Gmin - ML max gr.3	26477	2610	877	19382	63433	6009	-125	306
AI - SLU Gmin - Vento ponte scarico	22185	301	1481	33656	6160	3940	990	168
						9002	-481	347

Tabella 9 – Sollecitazioni massime sul singolo palo C.C. SLU

<b>SOLL. TOTALI NEL BARICENTRO DELLA PALIFICATA</b>								
C.C.	N	T <sub>x</sub>	T <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	N <sub>max/palo</sub>	N <sub>min/palo</sub>	T <sub>palo</sub>
n°	kN	kN	kN	kNm	kNm	kN	kN	kN
SLV - N max	32813	2531	2392	41292	44226	6813	479	387
SLV - MT max gr.1	30927	2500	7398	125141	43675	9689	-2816	868
SLV - ML max gr.1	30634	7464	2376	40917	127227	9631	-2824	870
SLV - MT max gr.3	29402	2500	7398	125141	43675	9519	-2986	868
SLV - ML max gr.3	29109	7464	2376	40917	127227	9462	-2993	870
SLV - N min	27731	2531	2392	41292	44226	6249	-86	387
						9689	-2993	870

Tabella 10 – Sollecitazioni massime sul singolo palo C.C. SLV q=1.36

<b>SOLL. TOTALI NEL BARICENTRO DELLA PALIFICATA</b>								
C.C.	N	T <sub>x</sub>	T <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	N <sub>max/palo</sub>	N <sub>min/palo</sub>	T <sub>palo</sub>
n°	kN	kN	kN	kNm	kNm	kN	kN	kN
SLV - N max	32813	3074	2940	53828	56567	7735	-443	473
SLV - MT max gr.1	30927	3042	9225	166770	56016	11688	-4815	1079
SLV - ML max gr.1	30634	9273	2924	53391	168364	11617	-4809	1080
SLV - MT max gr.3	29402	3042	9225	166770	56016	11518	-4984	1079
SLV - ML max gr.3	29109	9273	2924	53391	168364	11448	-4979	1080
SLV - N min	27731	3074	2940	53828	56567	7170	-1007	473
						11688	-4984	1080

Tabella 11 – Sollecitazioni massime sul singolo palo C.C. SLV q=1

**SOLL. TOTALI NEL BARICENTRO DELLA PALIFICATA**

C.C. n°	N kN	T <sub>x</sub> kN	T <sub>y</sub> kN	M <sub>x</sub> kNm	M <sub>y</sub> kNm	N <sub>max/palo</sub> kN	N <sub>min/palo</sub> kN	T <sub>/palo</sub> kN
SLE rara - N max gr.1	34240	1054	1613	37768	22376	6032	1577	214
SLE rara - MT max gr.1	33704	976	1785	42050	21454	6097	1393	226
SLE rara - ML max gr.1	32240	1236	776	17534	30484	5361	1804	162
SLE rara - N max gr.3	34240	1632	1424	33041	35930	6359	1250	241
SLE rara - MT max gr.3	33704	1476	1510	35151	33179	6276	1214	235
SLE rara - ML max gr.3	32240	1814	626	13792	44026	5724	1441	213
SLE rara - Vento ponte scarico	29280	301	1087	24491	6160	4388	2118	125
						6359	1214	241

Tabella 12 – Sollecitazioni massime sul singolo palo C.C. SLE

#### 4.9 Verifiche degli elementi strutturali

Per tutti gli elementi strutturali della pila vengono svolte le seguenti verifiche:

- verifiche a rottura (pressoflessione e taglio) per le combinazioni allo stato limite ultimo (SLU).
- verifiche tensionali per le combinazioni rare, frequenti e quasi permanenti (SLE)
- verifiche a fessurazione per le combinazioni rara (SLE)

#### 4.9.1 Pila

Taglio di progetto:

Direzione		Long.(Myy,Tx)	Trasv(Mxx,Ty)	
Altezza pila	H	19.8	19.8	m
Fattore di struttura		1.5	1.5	
Fattore di sovrarresistenza (eq. 7.9.7)	$\gamma_{Rd}$	1	1	
Fattore di sovrarresistenza filtrato (eq. 7.9.7)	$\gamma_{Rd}$	1	1	
Taglio agente (q=1)	V	7248	7200	kN
Momento agente (q=1)	M	143584	142131	kN*m
Taglio agente (con q)	VEd	4971	4899	kN
Momento agente (con q)	MEd	98613	96675	kN*m
Momento Resistente	MRd	156753	288976	kN*m
Rapporto di sovrarresistenza	MRd/MEd	1.59	2.99	
Tipo sezione (ECS-2; eq. 6.11)		NON CRITICA	NON CRITICA	
Angolo inclinazione bielle compresse	Teta	da calc.	da calc.	
Limite superiore Vgr	Vgr.max= V	7248	7200	kN
Taglio di progetto per la gerarchia della resistenza (eq. 7.9.12)	Vgr	7901	14643	kN
Taglio di progetto per la gerarchia della resistenza filtrato (eq. 7.9.12)	Vgr	<b>7248</b>	<b>7200</b>	kN
fattore di sicurezza aggiuntivo per la resistenza a taglio (eq. 7.9.10)	$\gamma_{Bd}$	1	1.23	
fattore di sicurezza aggiuntivo per la resistenza a taglio filtrato (eq. 7.9.10)	$\gamma_{Bd}$	<b>1</b>	<b>1.23</b>	
Riassumendo				
Taglio di calcolo	Vgr	<b>7248</b>	<b>7200</b>	kN
fattore di sicurezza aggiuntivo filtrato (eq. 7.9.10)	$\gamma_{Bd}$	1.22	1.23	
Angolo inclinazione bielle compresse	Teta	da calc.	da calc.	

Taglio resistente:

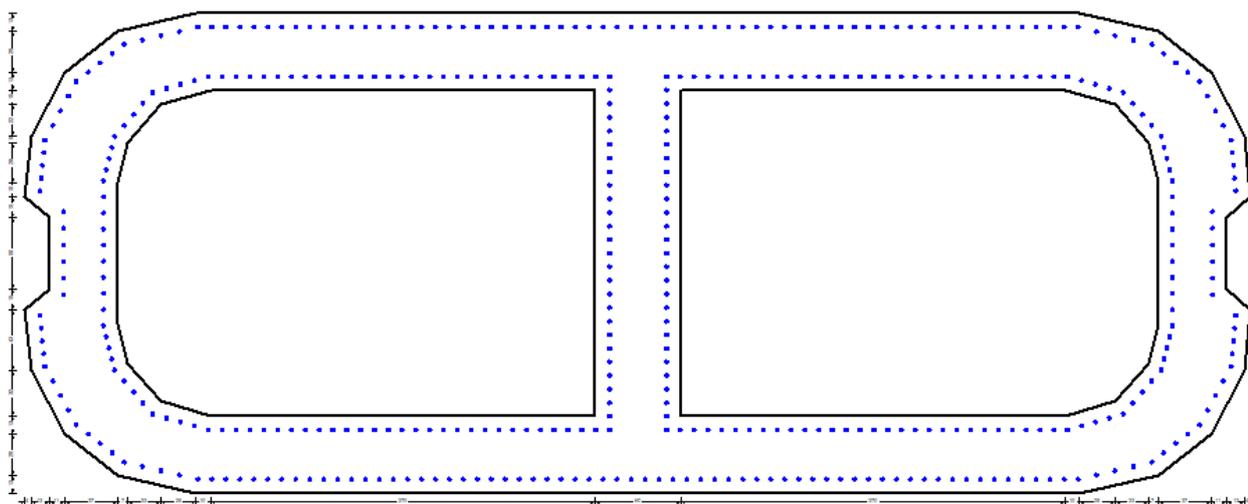
La resistenza a taglio viene valutata come somma dei contributi dati dalla 2 anime in direzione Y e 3 anime in direzione X della sezione cava:

RELAZIONE DI CALCOLO PILA 2/3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 09 CL	VI 02 05 002	B	39 di 64

dir. X			dir. Y		
Dati sezione			Dati sezione		
b	500	mm	b	550	mm
h	2300	mm	h	6200	mm
c	100	mm	c	100	mm
fck	32	Mpa	fck	32	Mpa
d	2200		d	6100	
Staffe			Staffe		
∅	16	mm	∅	16	mm
n	2		n	2	
s	100	mm	s	100	mm
α	1.57	rad	α	1.57	rad
θ	0.79	rad	θ	0.79	rad
ctgα	0.00		ctgα	0.00	
ctgθ	1.00		ctgθ	1.00	
f <sub>yd</sub>	391	Mpa	f <sub>yd</sub>	391	Mpa
f' <sub>cd</sub>	9.07	MPa	f' <sub>cd</sub>	9.07	MPa
VR <sub>sd</sub>	3113.16	kN	VR <sub>sd</sub>	8631.95	kN
VR <sub>cd</sub>	4488.00	kN	VR <sub>cd</sub>	13688.40	kN
VR <sub>d</sub>	3113.16	kN	VR <sub>d</sub>	8631.95	kN
3*VR <sub>d</sub>	9339.5	kN	2*VR <sub>d</sub>	17263.9	kN

La verifica risulta soddisfatta.



La sezione è armata con:

$A_s = \phi 26/10$

spille  $9\phi 10/mq$

Nota: nella successiva fase progettuale si dovranno predisporre opportune armature trasversali all'interno delle zone dissipative atte a confinare adeguatamente il nucleo di calcestruzzo della sezione e contrastare l'instabilità delle barre verticali compresse al fine di garantire la necessaria duttilità strutturale come richiesto dal punto 7.9.6.1 della NTC 2018.

#### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.800	MPa
	Resis. compr. ridotta fcd':	9.400	MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	33643.0	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.100	MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	182.60	daN/cm <sup>2</sup>
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.200	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	0.00	Mpa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm
CALCESTRUZZO -	Classe:	C20/25	
	Resis. compr. di progetto fcd:	11.330	MPa
	Resis. compr. ridotta fcd':	9.400	MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	29960.0	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	2.210	MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	110.00	daN/cm <sup>2</sup>
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.200	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	0.00	Mpa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm
CALCESTRUZZO -	Classe:	C20/25	
	Resis. compr. di progetto fcd:	11.330	MPa
	Resis. compr. ridotta fcd':	9.400	MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	29960.0	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	2.210	MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	110.00	daN/cm <sup>2</sup>
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.200	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	0.00	Mpa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.00	MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.00	MPa

RELAZIONE DI CALCOLO PILA 2/3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 09 CL	VI 02 05 002	B	41 di 64

Resist. snerv. di progetto fyd:	391.30	MPa
Resist. ultima di progetto ftd:	391.30	MPa
Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm <sup>2</sup>
Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	1.00	
Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	0.50	
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	337.50	MPa

**CARATTERISTICHE DOMINI CONGLOMERATO**

**DOMINIO N° 1**

Forma del Dominio: Poligonale  
Classe Conglomerato: C32/40

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	310.0	170.0
2	365.0	157.0
3	402.0	128.0
4	426.0	83.0
5	430.0	40.0
6	413.0	25.0
7	413.0	-25.0
8	430.0	-40.0
9	426.0	-83.0
10	402.0	-128.0
11	365.0	-157.0
12	310.0	-170.0
13	-310.0	-170.0
14	-365.0	-157.0
15	-402.0	-128.0
16	-426.0	-83.0
17	-430.0	-40.0
18	-413.0	-25.0
19	-413.0	25.0
20	-430.0	40.0
21	-426.0	83.0
22	-402.0	128.0
23	-365.0	157.0
24	-310.0	170.0

**DOMINIO N° 2**

Forma del Dominio: Poligonale vuoto  
Classe Conglomerato: C20/25

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	30.0	115.0
2	300.0	115.0
3	335.0	105.0
4	358.0	78.0
5	365.0	50.0
6	365.0	-50.0
7	358.0	-78.0
8	335.0	-105.0
9	300.0	-115.0
10	30.0	-115.0

RELAZIONE DI CALCOLO PILA 2/3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 09 CL	VI 02 05 002	B	42 di 64

**DOMINIO N° 3**

Forma del Dominio: Poligonale vuoto  
Classe Conglomerato: C20/25

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-30.0	-115.0
2	-300.0	-115.0
3	-335.0	-105.0
4	-358.0	-78.0
5	-365.0	-50.0
6	-365.0	50.0
7	-358.0	78.0
8	-335.0	105.0
9	-300.0	115.0
10	-30.0	115.0

**DATI BARRE ISOLATE**

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	308.8	160.0	26
2	360.6	147.8	26
3	394.2	121.4	26
4	416.2	80.1	26
5	419.6	44.1	26
6	403.0	29.5	26
7	403.0	-29.5	26
8	419.6	-44.1	26
9	416.2	-80.1	26
10	394.2	-121.4	26
11	360.6	-147.8	26
12	308.8	-160.0	26
13	-308.8	-160.0	26
14	-360.6	-147.8	26
15	-394.2	-121.4	26
16	-416.2	-80.1	26
17	-419.6	-44.1	26
18	-403.0	-29.5	26
19	-403.0	29.5	26
20	-419.6	44.1	26
21	-416.2	80.1	26
22	-394.2	121.4	26
23	-360.6	147.8	26
24	-308.8	160.0	26
25	20.0	125.0	26
26	301.4	125.0	26
27	340.7	113.8	26
28	367.1	82.7	26
29	375.0	51.2	26
30	375.0	-51.2	26
31	367.1	-82.7	26
32	340.7	-113.8	26
33	301.4	-125.0	26
34	20.0	-125.0	26
35	-20.0	-125.0	26
36	-301.4	-125.0	26

RELAZIONE DI CALCOLO PILA 2/3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 09 CL	VI 02.05.002	B	43 di 64

37	-340.7	-113.8	26
38	-367.1	-82.7	26
39	-375.0	-51.2	26
40	-375.0	51.2	26
41	-367.1	82.7	26
42	-340.7	113.8	26
43	-301.4	125.0	26
44	-20.0	125.0	26

**DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE**

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre  
 N°Barra Ini. Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione  
 N°Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la generazione  
 N°Barre Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione  
 Ø Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	24	1	62	26
2	12	13	62	26
3	34	33	28	26
4	35	36	28	26
5	25	26	28	26
6	43	44	28	26
7	34	25	25	26
8	35	44	25	26
9	1	2	3	26
10	2	3	3	26
11	3	4	3	26
12	4	5	3	26
13	6	7	4	26
14	9	8	3	26
15	9	10	3	26
16	10	11	3	26
17	11	12	3	26
18	13	14	3	26
19	14	15	3	26
20	15	16	3	26
21	16	17	3	26
22	19	18	4	26
23	21	20	3	26
24	21	22	3	26
25	22	23	3	26
26	23	24	3	26
27	26	27	3	26
28	27	28	3	26
29	28	29	3	26
30	29	30	8	26
31	30	31	3	26
32	31	32	3	26
33	32	33	3	26
34	36	37	3	26
35	37	38	3	26
36	38	39	3	26
37	39	40	8	26
38	40	41	3	26

RELAZIONE DI CALCOLO PILA 2/3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 09 CL	VI 02 05 002	B	44 di 64

39	41	42	3	26
40	42	43	3	26

**ARMATURE A TAGLIO**

Diametro staffe: 10 mm  
 Passo staffe: 1.1 cm  
 Staffe: Una sola staffa chiusa perimetrale

**CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)				
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.				
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.				
Vy	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y				
Vx	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x				
N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	29761.09	27335.52	48007.95	0.00	0.00
2	26861.09	55602.08	16750.52	0.00	0.00
3	28983.89	26338.07	53468.36	0.00	0.00
4	28983.89	26338.07	53468.36	0.00	0.00
5	26861.09	55602.08	16750.52	0.00	0.00
6	18489.71	34766.16	32282.45	0.00	0.00
7	17170.47	98612.96	31892.15	7248.00	0.00
8	17463.27	34309.56	96674.85	0.00	7200.00
9	17463.27	34309.56	96674.85	0.00	0.00
10	17170.47	98612.96	31892.15	0.00	0.00

**COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione  
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	21145.00	19215.00	32928.00
2	19145.00	38585.00	11915.00
3	20609.00	18527.00	36693.00
4	20609.00	18527.00	36693.00
5	19145.00	38585.00	11915.00

**COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione  
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
---------	---	----	----

RELAZIONE DI CALCOLO PILA 2/3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 09 CL	VI 02 05 002	B	45 di 64

1	20153.00	16423.00 (110540.36)	14778.00 (99468.15)
2	20153.00	25879.00 (64020.72)	11450.00 (28325.56)
3	19724.00	15873.00 (85698.60)	17791.00 (96053.91)
4	19724.00	15873.00 (85698.60)	17791.00 (96053.91)
5	18553.00	29430.00 (53512.80)	10583.00 (19243.15)

**COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	16185.00	5256.00 (0.00)	5256.00 (0.00)

**RISULTATI DEL CALCOLO**

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	8.7 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	5.5 cm
Copriferro netto minimo staffe:	7.7 cm

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

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res	Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta $\geq 1.000$
As Totale	Area totale barre longitudinali [cm <sup>2</sup> ]. [Tra parentesi il valore minimo di normativa]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	29761.09	27335.52	48007.95	29761.18	138518.33	242790.74	5.062325.5(380.9)	
2	S	26861.09	55602.08	16750.52	26860.97	168623.76	50691.50	3.032325.5(380.9)	
3	S	28983.89	26338.07	53468.36	28983.71	129726.20	263810.91	4.932325.5(380.9)	
4	S	28983.89	26338.07	53468.36	28983.71	129726.20	263810.91	4.932325.5(380.9)	
5	S	26861.09	55602.08	16750.52	26860.97	168623.76	50691.50	3.032325.5(380.9)	
6	S	18489.71	34766.16	32282.45	18489.43	149726.38	138594.34	4.302325.5(380.9)	
7	S	17170.47	98612.96	31892.15	17170.51	156753.30	51042.81	1.592325.5(380.9)	
8	S	17463.27	34309.56	96674.85	17463.06	102932.63	288976.06	2.992325.5(380.9)	
9	S	17463.27	34309.56	96674.85	17463.06	102932.63	288976.06	2.992325.5(380.9)	
10	S	17170.47	98612.96	31892.15	17170.51	156753.30	51042.81	1.592325.5(380.9)	

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO**

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
Xc max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)

**RELAZIONE DI CALCOLO PILA 2/3**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 09 CL	VI 02 05 002	B	46 di 64

es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	365.0	157.0	0.00329	360.6	147.8	-0.00730	-360.6	-147.8
2	0.00350	310.0	170.0	0.00302	308.8	160.0	-0.01354	-308.8	-160.0
3	0.00350	365.0	157.0	0.00331	360.6	147.8	-0.00716	-360.6	-147.8
4	0.00350	365.0	157.0	0.00331	360.6	147.8	-0.00716	-360.6	-147.8
5	0.00350	310.0	170.0	0.00302	308.8	160.0	-0.01354	-308.8	-160.0
6	0.00350	310.0	170.0	0.00316	308.8	160.0	-0.01061	-308.8	-160.0
7	0.00350	310.0	170.0	0.00298	308.8	160.0	-0.01507	-308.8	-160.0
8	0.00350	365.0	157.0	0.00332	360.6	147.8	-0.00798	-360.6	-147.8
9	0.00350	365.0	157.0	0.00332	360.6	147.8	-0.00798	-360.6	-147.8
10	0.00350	310.0	170.0	0.00298	308.8	160.0	-0.01507	-308.8	-160.0

**POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA**

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000006760	0.000019326	-0.002001671	----	----
2	0.000002132	0.000047643	-0.005260166	----	----
3	0.000007332	0.000017517	-0.001926423	----	----
4	0.000007332	0.000017517	-0.001926423	----	----
5	0.000002132	0.000047643	-0.005260166	----	----
6	0.000004756	0.000033827	-0.003724953	----	----
7	0.000002291	0.000051989	-0.006048235	----	----
8	0.000009327	0.000015471	-0.002333292	----	----
9	0.000009327	0.000015471	-0.002333292	----	----
10	0.000002291	0.000051989	-0.006048235	----	----

**VERIFICHE A TAGLIO**

Diam. Staffe:	10 mm
Passo staffe:	1.1 cm [Passo massimo di normativa = 25.0 cm]

Ver	S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
Ved	Taglio di progetto [kN] = proiezz. di Vx e Vy sulla normale all'asse neutro
Vcd	Taglio compressione resistente [kN] lato conglomerato [formula (4.1.28)NTC]
Vwd	Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(4.1.18) NTC]
d   z	Altezza utile media pesata sezione ortogonale all'asse neutro   Braccio coppia interna [cm] Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso.
bw	I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce. Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.
Ctg	Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast	Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm <sup>2</sup> /m]
A.Eff	Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm <sup>2</sup> /m] Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature. L'area della legatura è ridotta col fattore L/d_max con L=lungh.legat.proietta- ta sulla direz. del taglio e d_max= massima altezza utile nella direz.del taglio.

RELAZIONE DI CALCOLO PILA 2/3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 09 CL	VI 02 05 002	B	47 di 64

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	d   z	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	0.00	17582.11	5211.63105.4	93.3	356.6	1.000	1.125	0.0	142.8(0.0)
2	S	0.00	29594.24	10915.62205.3	195.3	289.7	1.000	1.113	0.0	142.8(0.0)
3	S	0.00	16364.30	4717.60 99.4	84.4	367.7	1.000	1.121	0.0	142.8(0.0)
4	S	0.00	16364.30	4717.60 99.4	84.4	367.7	1.000	1.121	0.0	142.8(0.0)
5	S	0.00	29594.24	10915.62205.3	195.3	289.7	1.000	1.113	0.0	142.8(0.0)
6	S	0.00	22319.23	8372.91159.8	149.8	294.1	1.000	1.077	0.0	142.8(0.0)
7	S	7240.97	28119.93	10860.41204.4	194.4	287.2	1.000	1.072	95.2	142.8(0.0)
8	S	3717.47	13202.14	4162.00 90.1	74.5	351.4	1.000	1.073	127.5	142.8(0.0)
9	S	0.00	13202.14	4162.00 90.1	74.5	351.4	1.000	1.073	0.0	142.8(0.0)
10	S	0.00	28119.93	10860.41204.4	194.4	287.2	1.000	1.072	0.0	142.8(0.0)

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [Mpa]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [Mpa]
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff.	Area di calcestruzzo [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff.	Area barre [cm²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	3.94	365.0	157.0	-22.9	-360.6	-147.8	7934	154.0
2	S	5.00	310.0	170.0	-70.0	-308.8	-160.0	28601	573.4
3	S	4.05	365.0	157.0	-26.8	-360.6	-147.8	9375	175.2
4	S	4.05	365.0	157.0	-26.8	-360.6	-147.8	9375	175.2
5	S	5.00	310.0	170.0	-70.0	-308.8	-160.0	28601	573.4

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]**

Ver.	La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a fctm
e1	Esito della verifica
e2	Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1	Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
kt	= 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
k2	= 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k3	= 0.5 per flessione; $= (e1 + e2) / (2 * e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
k4	= 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø	= 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Cf	Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
e sm - e cm	Copri ferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
sr max	Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]
wk	Tra parentesi: valore minimo = 0.6 Smax / Es [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
Mx fess.	Massima distanza tra le fessure [mm]
My fess.	Apertura fessure in mm calcolata = $sr \max * (e_{sm} - e_{cm})$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00012	0	0.500	26.0	87	0.00007 (0.00007)	524	0.036 (0.20)	40413.50	69255.04
2	S	-0.00037	0	0.500	26.0	87	0.00021 (0.00021)	516	0.108 (0.20)	45917.92	14179.40
3	S	-0.00014	0	0.500	26.0	87	0.00008 (0.00008)	532	0.043 (0.20)	35079.21	69474.89
4	S	-0.00014	0	0.500	26.0	87	0.00008 (0.00008)	532	0.043 (0.20)	35079.21	69474.89
5	S	-0.00037	0	0.500	26.0	87	0.00021 (0.00021)	516	0.108 (0.20)	45917.92	14179.40

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	2.84	310.0	170.0	-4.5	-308.8	-160.0	1794	47.8
2	S	3.63	310.0	170.0	-21.6	-308.8	-160.0	8926	196.4
3	S	2.89	365.0	157.0	-6.3	-360.6	-147.8	2735	63.7
4	S	2.89	365.0	157.0	-6.3	-360.6	-147.8	2735	63.7
5	S	3.95	310.0	170.0	-38.3	-308.8	-160.0	18270	392.9

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]**

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00003	0	0.500	26.0	87	0.00001 (0.00001)	462	0.006 (0.20)	110540.36	99468.15
2	S	-0.00012	0	0.500	26.0	87	0.00006 (0.00006)	497	0.032 (0.20)	64020.72	28325.56
3	S	-0.00004	0	0.500	26.0	87	0.00002 (0.00002)	486	0.009 (0.20)	85698.60	96053.91
4	S	-0.00004	0	0.500	26.0	87	0.00002 (0.00002)	486	0.009 (0.20)	85698.60	96053.91
5	S	-0.00020	0	0.500	26.0	87	0.00011 (0.00011)	501	0.058 (0.20)	53512.80	19243.15

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	1.52	310.0	170.0	7.6	-308.8	-160.0	----	----

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]**

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	----	0.000 (0.20)	0.00	0.00

#### 4.9.2 Zattera di fondazione

Per la valutazione delle sollecitazioni nel plinto di fondazione, è necessario valutare preventivamente le sollecitazioni agenti nei pali di fondazione. Tali sollecitazioni sono state valutate mediante una ripartizione rigida delle sollecitazioni agenti a base plinto.

Si vedano i paragrafi precedenti da cui risulta :

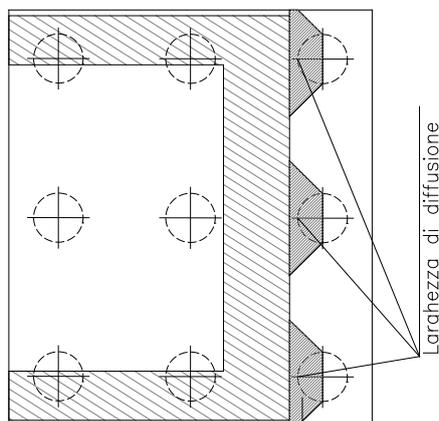
$$N_{\max} = 9002 \text{ kN (CC. SLU)}$$

$$N_{\max} = 9689 \text{ kN (CC. SLV } q=1.36)$$

$$T_{\max} = 870 \text{ kN (CC. SLV } q=1.36)$$

Il plinto fondazione è stato verificato ipotizzando un meccanismo di tirante puntone. Si riporta di seguito la verifica. La larghezza di diffusione è stata valutata in corrispondenza del filo esterno della pila, mediante una diffusione a 45° a partire dal piano medio del palo (vedi figura seguente), mentre l'altezza della biella compressa è stata valutata pari a 0.2 d<sub>p</sub> (con d<sub>p</sub> altezza utile della sezione del plinto).

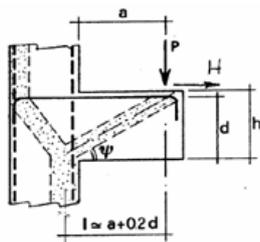
La verifica è stata eseguita in corrispondenza del palo più sollecitato.



**Figura 1 – Diffusione delle azioni dal palo alla pila**

Di seguito si riportano i risultati delle verifiche strutturali del plinto di fondazione, condotte con riferimento al metodo usualmente utilizzato per la verifica delle mensole tozze, ovvero il metodo del tirante-puntone, di cui nel seguito si riporta lo schema e di verifica generale e relative formulazioni proposte a riguardo al C4.1.2.1.5 dalla Circolare Ministeriale n° 7/19.

**VERIFICA - MECCANISMO TIRANTE PUNTO.**



**P,H : Carichi Esterni di Progetto ( $P_{Fn}, H_{Fn}$ )**

**Pr : Portanza mensola in termini di resistenza dell'armatura metallica**

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

**Pr : Portanza mensola in termini di resistenza della Biella compressa**

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

**CONDIZIONI DI VERIFICA**

- 1  $P_R \geq P_{Ed}$
- 2  $\quad \geq P_{Rs}$

RELAZIONE DI CALCOLO PILA 2/3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 09 CL	VI 02 05 002	B	50 di 64

### Dati di progetto

$b(m) =$	<b>3.75</b>	m	dimensione trasversale verifica
$P_{Ed} (KN) =$	<b>9689.00</b>	KN	Carico complessivo VERTICALE sulla fascia di dimensione b
$H_{Ed} (KN) =$	<b>870.00</b>	KN	Carico complessivo ORIZZONTALE sulla fascia di dimensione b
$a(m) =$	<b>3.00</b>	m	distanza P da incastro
$h(m) =$	<b>3.00</b>	m	spessore mensola
$\delta(m) =$	<b>0.10</b>	m	copriferro riferito al baricentro delle armature complessive in trazione
$d(m) =$	2.90	m	altezza utile
$l(m) =$	3.58	m	$a+0,2d$
$\lambda =$	1.37		$\lambda = ctg\psi \approx l/(0,9d)$

Tipo di mensola (Valutazione coefficiente c)

sblazi di piastre (no staffatura)

$c(m) =$  1.00

### Caratteristiche Materiali

$f_{cd} =$	<b>14.1</b>	MPa	Calcestruzzo
$f_{yd} =$	<b>391.0</b>	MPa	Acciaio

### Caratteristiche Armature di Progetto

<u>Registro tipo</u>		<b>R1</b>					
$n^{\circ} R1 =$	<b>1</b>	$\phi 1(mm) =$	<b>26.0</b>	$p1(cm) =$	<b>10.0</b>	$\theta 1^{\circ} =$	<b>0.0</b>
$A_{\phi i} (mm^2) =$	530.93	$nb \text{ tot } 1 =$	37.5	$A_{\phi \text{ TOT}} (mm^2) =$	19909.83	$A_{\phi \text{ CAL}} (mm^2) =$	19909.83
<u>Registro tipo</u>		<b>R2</b>					
$n^{\circ} R2 =$	<b>1</b>	$\phi 2(mm) =$	<b>26.0</b>	$p2(cm) =$	<b>10.0</b>	$\theta 2^{\circ} =$	<b>0.0</b>
$A_{\phi i} (mm^2) =$	530.93	$nb \text{ tot } 2 =$	37.5	$A_{\phi \text{ TOT}} (mm^2) =$	19909.83	$A_{\phi \text{ CAL}} (mm^2) =$	19909.83
<u>Registro tipo</u>		<b>R3</b>					
$n^{\circ} R3 =$	<b>0</b>	$\phi 3(mm) =$	<b>26.0</b>	$p3(cm) =$	<b>10.0</b>	$\theta 3^{\circ} =$	<b>0.0</b>
$A_{\phi i} (mm^2) =$	530.93	$nb \text{ tot } 3 =$	0.0	$A_{\phi \text{ TOT}} (mm^2) =$	0.00	$A_{\phi \text{ CAL}} (mm^2) =$	0.00

### Verifiche di resistenza

$\Psi =$   rad =  °

$P_{RS} =$   KN

$P_{RC} =$   KN

### 4.9.3 Palo di fondazione $L=33.0m$

Viene verificata la sezione di incastro con la platea di fondazione.

Il momento flettente agente in testa palo viene derivato dal taglio in testa palo nell'ipotesi di elasticità lineare sia per il palo che per il terreno. Risulta

$$M = T * \alpha$$

$$\alpha = 3.1 \text{ (vedi relazione geotecnica)}$$

$$N_{\max} = 11688 \text{ kN} \quad T = 1080 \text{ kN} \quad M = 1080 * 3.1 = 3348 \text{ kNm}$$

$$N_{\min} = -4984 \text{ kN} \quad T = 1080 \text{ kN} \quad M = 1080 * 3.1 = 3348 \text{ kNm}$$

$$N = -4984 \text{ kN} \quad T = 1080 \text{ kN} \quad M_{\max} = 1080 * 3.1 = 3348 \text{ kNm}$$

*Caratteristiche della sezione:*

*Sezione circolare  $\varnothing 150 \text{ cm}$*

$$A_s = 30 + 30 \varnothing 26 \quad \text{staffe } \varnothing 14/15$$

La lunghezza del palo è pari a  $L = 33.00m$

#### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C25/30	
	Resis. compr. di progetto fcd:	14.160	MPa
	Resis. compr. ridotta fcd':	7.080	MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	31475.0	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	2.560	MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	137.50	daN/cm <sup>2</sup>
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.200	mm
	ACCIAIO -	Tipo:	B450C
Resist. caratt. snervam. fyk:		450.00	MPa
Resist. caratt. rottura ftk:		450.00	MPa
Resist. snerv. di progetto fyd:		391.30	MPa
Resist. ultima di progetto ftd:		391.30	MPa
Deform. ultima di progetto Epu:		0.068	
Modulo Elastico Ef		2000000	daN/cm <sup>2</sup>
Diagramma tensione-deformaz.:		Bilineare finito	
Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 * \beta_2$ :		1.00	
Coeff. Aderenza differito $\beta_1 * \beta_2$ :		0.50	
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	337.50	MPa	

#### CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

RELAZIONE DI CALCOLO PILA 2/3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 09 CL	VI 02 05 002	B	52 di 64

Forma del Dominio: Circolare  
Classe Conglomerato: C25/30

Raggio circ.: 75.0 cm  
X centro circ.: 0.0 cm  
Y centro circ.: 0.0 cm

**DATI GENERAZIONI CIRCOLARI DI BARRE**

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione circolare di barre  
Xcentro Ascissa [cm] del centro della circonferenza lungo cui sono disposte le barre generate  
Ycentro Ordinata [cm] del centro della circonferenza lungo cui sono disposte le barre generate  
Raggio Raggio [cm] della circonferenza lungo cui sono disposte le barre generate  
N°Barre Numero di barre generate equidist. disposte lungo la circonferenza  
Ø Diametro [mm] della singola barra generata

N°Gen.	Xcentro	Ycentro	Raggio	N°Barre	Ø
1	0.0	0.0	65.0	30	26
2	0.0	0.0	60.0	30	26

**ARMATURE A TAGLIO**

Diametro staffe: 14 mm  
Passo staffe: 15.0 cm  
Staffe: Una sola staffa chiusa perimetrale

**CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.  
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.  
Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y  
Vx Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	9002.00	1076.00	0.00	347.00	0.00
2	-481.00	1076.00	0.00	347.00	0.00
3	11688.00	3348.00	0.00	1080.00	0.00
4	-4984.00	3348.00	0.00	1080.00	0.00

**COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione  
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	6359.00	748.00	0.00
2	1214.00	748.00	0.00

RELAZIONE DI CALCOLO PILA 2/3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 09 CL	VI 02 05 002	B	53 di 64

**COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	5294.00	512.00 (2546.58)	0.00 (0.00)
2	1820.00	512.00 (4198.73)	0.00 (0.00)

**RISULTATI DEL CALCOLO**

**Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate**

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	8.7 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	2.4 cm
Copriferro netto minimo staffe:	7.3 cm

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

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res	Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Totale	Area totale barre longitudinali [cm²]. [Tra parentesi il valore minimo di normativa]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	9002.00	1076.00	0.00	9001.71	8206.41	0.00	7.63	318.6(53.0)
2	S	-481.00	1076.00	0.00	-481.02	6262.44	0.00	5.82	318.6(53.0)
3	S	11688.00	3348.00	0.00	11687.78	8204.43	0.00	2.45	318.6(53.0)
4	S	-4984.00	3348.00	0.00	-4984.12	4343.79	0.00	1.30	318.6(53.0)

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO**

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

N°Comb	ec max	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.0	75.0	0.00302	0.0	65.0	-0.00319	0.0	-65.0
2	0.00350	0.0	75.0	0.00266	0.0	65.0	-0.00831	0.0	-65.0
3	0.00350	0.0	75.0	0.00307	0.0	65.0	-0.00248	0.0	-65.0
4	0.00350	0.0	75.0	0.00222	0.0	65.0	-0.01447	0.0	-65.0

### POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette) § 4.1.2.1.2.1 NTC; deve essere < 0.45
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000047769	-0.000082668	----	----
2	0.000000000	0.000084337	-0.002825302	----	----
3	0.000000000	0.000042724	0.000295701	----	----
4	0.000000000	0.000128355	-0.006126596	----	----

### VERIFICHE A TAGLIO

Diam. Staffe: 14 mm  
Passo staffe: 15.0 cm [Passo massimo di normativa = 25.0 cm]

Ver	S = comb. verificata / N = comb. non verificata
Ved	Taglio di progetto [kN] = proiez. di $V_x$ e $V_y$ sulla normale all'asse neutro
Vcd	Taglio compressione resistente [kN] lato conglomerato [formula (4.1.28)NTC]
Vwd	Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(4.1.18) NTC]
d   z	Altezza utile media pesata sezione ortogonale all'asse neutro   Braccio coppia interna [cm] Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso. I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce.
bw	Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.
Ctg	Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast	Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm <sup>2</sup> /m]
A.Eff	Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm <sup>2</sup> /m] Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature. L'area della legatura è ridotta col fattore $L/d_{max}$ con $L=lungh.legat.proietta-$ sulla direz. del taglio e $d_{max}$ = massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	d   z	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	347.00	3888.93	3605.16117.3	93.4	136.5	2.500	1.250	3.8	39.5(0.0)
2	S	347.00	3420.71	4161.43120.6	107.8	130.0	2.500	1.000	3.3	39.5(0.0)
3	S	1080.00	3730.51	3485.33117.3	90.3	135.4	2.500	1.250	12.2	39.5(0.0)
4	S	1080.00	3277.38	4521.51127.1	117.1	114.6	2.500	1.000	9.4	39.5(0.0)

### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver	S = comb. verificata / N = comb. non verificata
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [Mpa]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [Mpa]
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff.	Area di calcestruzzo [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff.	Area barre [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	4.47	0.0	0.0	21.2	0.0	-65.0	----	----
2	S	2.59	0.0	0.0	-27.0	0.0	-65.0	1663	63.7

### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

RELAZIONE DI CALCOLO PILA 2/3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 09 CL	VI 02 05 002	B	55 di 64

Ver.	La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a $f_{ctm}$
e1	Esito della verifica
e2	Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1	Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
kt	= 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
k2	= 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb. frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k3	= 0.5 per flessione; $= (e1 + e2) / (2 \cdot e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
k4	= 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
$\emptyset$	= 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Cf	Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace $A_{c\ eff}$ [eq.(7.11)EC2]
e sm - e cm	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
sr max	Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]
wk	Tra parentesi: valore minimo = $0.6 \cdot S_{max} / E_s$ [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
Mx fess.	Massima distanza tra le fessure [mm]
My fess.	Apertura fessure in mm calcolata = $sr \cdot \max(e_{sm} - e_{cm})$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	$\emptyset$	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00015	0	----	----	----	----	----	0.000 (0.20)	2693.72	0.00
2	S	-0.00016	0	0.500	26.0	87	0.00008 (0.00008)	411	0.033 (0.20)	1741.31	0.00

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	3.48	0.0	0.0	20.8	0.0	-65.0	----	----
2	S	1.96	0.0	0.0	-3.1	0.0	-65.0	328	5.3

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]**

Comb.	Ver	e1	e2	k2	$\emptyset$	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00016	0	----	----	----	----	----	0.000 (0.20)	2546.58	0.00
2	S	-0.00003	0	0.500	26.0	87	0.00001 (0.00001)	569	0.005 (0.20)	4198.73	0.00

**4.9.4 Escursione Longitudinale, giunti e varchi**

Le escursioni longitudinali che i vincoli mobili devono consentire, sono state determinate in accordo con quanto indicato nel §2.1.5 della specifica RFI per i ponti [3].

Per i ponti e viadotti costituiti da una serie di travi semplicemente appoggiate l'entità dell'escursione totale dei giunti e degli apparecchi d'appoggio viene valutato mediante la seguente relazione:

$$EL = k_1 \cdot (E_1 + E_2 + E_3) = k_1 \cdot (2 \cdot Dt + 4 \cdot dEd \cdot k_2 + 2 \cdot deg)$$

dove:

E1 = spostamento dovuto alla variazione termica uniforme;

E2 = spostamento dovuto alla risposta della struttura all'azione sismica;

E3 = spostamento dovuto all'azione sismica fra le fondazioni di strutture non collegate;

k1 = 0,45 coefficiente che tiene conto della non contemporaneità dei valori massimi corrispondenti a ciascun evento singolo;

k2 = 0,55 coefficiente legato alla probabilità di moto in controfase di due pile adiacenti;

dEd = è lo spostamento relativo totale tra le parti, pari allo spostamento dE prodotto dall'azione sismica di progetto, calcolato come indicato nel §7.3.3.3 delle NTC [1];

deg = è lo spostamento relativo tra le parti dovuto agli spostamenti relativi del terreno, da valutare secondo il §3.2.3.3 e §3.2.4.2 delle NTC [1];

In favore di sicurezza  $deg = d_{ij \max}$  =

$$d_{ij \max} = 1,25 \sqrt{d_{gi}^2 + d_{gj}^2}$$

Dove dgi e dgj sono gli spostamenti massimi del suolo nei punti i e j, calcolati con riferimento alle caratteristiche locali del sottosuolo:

$$d_g = 0,025 \cdot a_g \cdot S \cdot T_c \cdot T_D$$

In ogni caso, dovrà risultare:

$$EL \geq E0 \quad \text{e} \quad EL \geq Ei \quad \text{con } i = 1, 2, 3$$

dove:

E0 = escursione valutata secondo i criteri validi nelle zone non sismiche;

Ei = il maggiore dei due termini indicati nella espressione precedente.

Nei casi in cui anche una sola delle due precedenti disuguaglianze non risultasse verificata, dovrà assumersi

$$EL = \max(E0; Ei).$$

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

$$EL \geq 3,3 \cdot L/1000 + 0,1 \text{ m} \quad \text{e} \quad EL \geq 0,15 \text{ m} \quad \text{per } ag(SLV) \geq 0,25 \text{ g}$$

$$EL \geq 2,3 \cdot L/1000 + 0,073 \text{ m} \quad \text{e} \quad EL \geq 0,10 \text{ m} \quad \text{per } ag(SLV) < 0,25 \text{ g}$$

dove:

L = la lunghezza del ponte (m).

- a) La corsa degli apparecchi d'appoggio mobili deve essere non inferiore a

$$EC_{min} = \pm(EL/2 + EL/8) \text{ con un minimo di } \pm(EL/2 + 15 \text{ mm}).$$

- b) Il giunto fra le testate di due travi adiacenti dovrà consentire una escursione totale pari a:

$$EG_{min} = \pm(EL/2 + 10 \text{ mm})$$

- c) Il varco da prevedere fra le testate degli impalcati adiacenti, a temperatura media ambiente, dovrà essere non inferiore a:

$$EV_{min} = EL/2 + 20 \text{ mm}$$

- d) Il ritegno sismico dovrà essere disposto ad una distanza, dal bordo della trave supportata dal vincolo mobile, pari a:

$$ER_{min} = V - 10 \text{ mm}$$

Di seguito vengono valutati preliminarmente i diversi contributi relativi alle diverse azioni (termica, sismica e moto delle fondazioni) e successivamente vengono riportati i calcoli delle diverse grandezze.

$a_g$		0.125	g
$F_0$		2.637	
$S_s$		1.5	
$S_t$		1	
$T_c$		0.69	s
$T_D$		2.099	s
Accel. massima al suolo	$S \cdot a_{gmax}$	0.19	g
Accel. massima spettro (plateau)	$F_0 \cdot S \cdot a_{gmax}$	0.49	g
Inerzia Pila asse y	$J_{yy}$	19.0	m <sup>4</sup>
Altezza pila	h1	17.0	m
Altezza baricentro impalcato	h2	2.7	m
Altezza totale	h=h1+h2	19.7	
Rigidità Pila asse y	K	123015581	N/m
Forza agente in fase sismica in dir.x	F	6831	kN
Fattore di struttura	q	1	

RELAZIONE DI CALCOLO PILA 2/3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 09 CL	VI 02 05 002	B	58 di 64

Spostamento testa pila	$d_{Ee} = F/K$	0.056	m	
$\mu_d$ (par.7.3.3.3 NTC)		1		
Spostamento testa pila (par.7.3.3.3 NTC)	$d_E = d_{Ee} * \mu_d$	0.056	m	
$k_1$		0.45		
$k_2$		0.55		
$d_g$ (par.3.2.3.2.1 NTC)		0.07	m	
$d_{ij \max}$ (par.3.2.4.2)		0.12		
Lunghezza impalcato		40	m	
Dilatazione termica impalcato	$D_t$	0.0128	m	
E1	$2 * D_t$	0.026	m	
E2	$4 * d_E * k_2$	0.122	m	
E3	$2 * d_{ij \max}$	0.235	m	
EL	$k_1 * (E_1 + E_2 + E_3)$	0.117	m	Spalla - Spalla
EL	$k_1 * (E_1 + E_2 + E_3)$	0.172	m	Spalla - Pila
EL	$k_1 * (E_1 + E_2 + E_3)$	0.227	m	Pila - Pila
EL min 1		0.165	m	
EL min 2		0.100	m	
EL min	$\max(EL_{\min 1}; EL_{\min 2})$	0.165	m	
<b>EL progetto</b>	$\max(EL; EL_{\min}; E_i)$	<b>0.235</b>	<b>m</b>	<b>Spalla - Spalla</b>
<b>EL progetto</b>	$\max(EL; EL_{\min}; E_i)$	<b>0.235</b>	<b>m</b>	<b>Spalla - Pila</b>
<b>EL progetto</b>	$\max(EL; EL_{\min}; E_i)$	<b>0.235</b>	<b>m</b>	<b>Pila - Pila</b>
<b>Corsa apparecchi di appoggio mobili</b>	par 2.5.2.1.5.2	<b>0.147</b>	<b>+/- m</b>	<b>Spalla - Spalla</b>
<b>Corsa apparecchi di appoggio mobili</b>	par 2.5.2.1.5.5	<b>0.147</b>	<b>+/- m</b>	<b>Spalla - Pila</b>
<b>Corsa apparecchi di appoggio mobili</b>	par 2.5.2.1.5.5	<b>0.147</b>	<b>+/- m</b>	<b>Pila - Pila</b>
<b>Escursione dei giunti</b>	par 2.5.2.1.5.3	<b>0.128</b>	<b>+/- m</b>	<b>Spalla - Spalla</b>
<b>Escursione dei giunti</b>	par 2.5.2.1.5.3	<b>0.128</b>	<b>+/- m</b>	<b>Spalla - Pila</b>

RELAZIONE DI CALCOLO PILA 2/3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 09 CL	VI 02 05 002	B	59 di 64

Escursione dei giunti	par 2.5.2.1.5.3	<b>0.128</b>	<b>+/- m</b>	<b>Pila - Pila</b>
Ampiezza dei varchi 'V'	par 2.5.2.1.5.4	<b>0.138</b>	<b>m</b>	<b>Pila - Pila</b>

#### 4.9.5 Ritegni sismici, baggioli, pulvini

Le massime forze sismiche afferenti alla pila in direzione longitudinale sono le seguenti:

$$P_{max} = [(G1+G2)*L+0.2*Q]*a_{max} = 6855 \text{ kN}$$

Il ritegno longitudinale è dunque soggetto ad una forza orizzontale pari a:

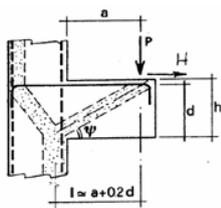
$$P_{max} = 6855 \text{ kN}$$

Le sollecitazioni vengono applicate ad una sezione avente le seguenti caratteristiche:

$$B = 5,20 \text{ m}$$

$$H = 0,60 \text{ m}$$

#### VERIFICA - MECCANISMO TIRANTE PUNTO.



**P,H : Carichi Esterni di Progetto ( $P_{Fn}, H_{Fn}$ )**

**Pr : Portanza mensola in termini di resistenza dell'armatura metallica**

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

**Pr : Portanza mensola in termini di resistenza della Biella compressa**

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

#### CONDIZIONI DI VERIFICA

- 1  $P_R \geq P_{Ed}$
- 2  $\quad \geq P_{Rs}$

**Dati di progetto**

b(m)=	5.20	m	dimensione trasversale verifica
P <sub>Eg</sub> (KN)=	6855	KN	Carico complessivo VERTICALE sulla fascia di dimensione b
H <sub>Eg</sub> (KN)=	0.00	KN	Carico complessivo ORIZZONTALE sulla fascia di dimensione b
a(m)=	0.55	m	distanza P da incastro
h(m)=	0.60	m	spessore mensola
δ(m)=	0.06	m	copriferro riferito al baricentro delle armature complessive in trazione
d(m)=	0.54	m	altezza utile
l(m)=	0.66	m	a+0,2d
λ =	1.35		λ=ctgψ±l/(0,9d).

Tipo di mensola (Valutazione coefficiente c)

sblazi di travi (con staffatura) ▼  
c(m) = 1.50

**Caratteristiche Materiali**

f <sub>cd</sub> =	18.8	MPa	Calcestruzzo
f <sub>yd</sub> =	391.0	MPa	Acciaio

**Caratteristiche Armature di Progetto**

<b>Registro tipo</b>	<b>R1</b>						
n° R1=	1	φ1(mm) =	26.0	p1(cm) =	10.0	θ1° =	0.0
A <sub>φ i</sub> (mm <sup>2</sup> ) =	530.93	nb tot 1=	52.0	A <sub>φ TOT</sub> (mm <sup>2</sup> ) =	27608.29	A <sub>φ CAL</sub> (mm <sup>2</sup> ) =	27608.29
<b>Registro tipo</b>	<b>R2</b>						
n° R2=	0	φ2(mm) =	26.0	p2(cm) =	10.0	θ2° =	0.0
A <sub>φ i</sub> (mm <sup>2</sup> ) =	530.93	nb tot 2 =	0.0	A <sub>φ TOT</sub> (mm <sup>2</sup> ) =	0.00	A <sub>φ CAL</sub> (mm <sup>2</sup> ) =	0.00
<b>Registro tipo</b>	<b>R3</b>						
n° R3=	0	φ3(mm) =	26.0	p3(cm) =	10.0	θ3° =	0.0
A <sub>φ i</sub> (mm <sup>2</sup> ) =	530.93	nb tot 3 =	0.0	A <sub>φ TOT</sub> (mm <sup>2</sup> ) =	0.00	A <sub>φ CAL</sub> (mm <sup>2</sup> ) =	0.00

**Verifiche di resistenza**

Ψ=	0.636	rad	=	36.45	°
P <sub>RS</sub> =	7973.1	KN	PR <sub>s</sub> >P <sub>Ed</sub> - Verifica Soddisfatta		
P <sub>RC</sub> =	11180.2	KN	PR <sub>c</sub> >PR <sub>s</sub> - Verifica Soddisfatta		

Le massime forze sismiche afferenti alla pila in direzione trasversale sono le seguenti:

$$P_{max} = [(G1+G2)*L+0.2*Q]*a_{max} = 6855 \text{ kN}$$

Il ritengo trasversale è dunque soggetto ad una forza orizzontale pari a:

$$P_{max} = 6855 \text{ kN}$$

Le sollecitazioni vengono applicate ad una sezione avente le seguenti caratteristiche:

$$B = 3,40 \text{ m}$$

$$H = 1,5 \text{ m}$$

RELAZIONE DI CALCOLO PILA 2/3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 09 CL	VI 02.05 002	B	61 di 64

**Dati di progetto**

b(m)=	3.40	m	dimensione trasversale verifica
P <sub>Eg</sub> (KN)=	6855	KN	Carico complessivo VERTICALE sulla fascia di dimensione b
H <sub>Eg</sub> (KN)=	0.00	KN	Carico complessivo ORIZZONTALE sulla fascia di dimensione b
a(m)=	0.55	m	distanza P da incastro
h(m)=	1.50	m	spessore mensola
δ(m)=	0.10	m	copriferro riferito al baricentro delle armature complessive in trazione
d(m)=	1.40	m	altezza utile
l(m)=	0.83	m	a+0,2d
λ=	0.66		λ=ctgψ±l/(0,9d).

Tipo di mensola (Valutazione coefficiente C)

sblazi di travi (con staffatura) ▼  
c(m)= 1.50

**Caratteristiche Materiali**

f <sub>cd</sub> =	18.8	MPa	Calcestruzzo
f <sub>yd</sub> =	391.0	MPa	Acciaio

**Caratteristiche Armature di Progetto**

<b>Registro tipo</b>	<b>R1</b>				
n° R1=	1	φ1(mm) =	22.0	p1(cm) =	10
A <sub>φ i</sub> (mm <sup>2</sup> ) =	380.13	nb tot 1=	34.0	A <sub>φ TOT</sub> (mm <sup>2</sup> ) =	12924.50
				A <sub>φ CAL</sub> (mm <sup>2</sup> ) =	12924.50
<b>Registro tipo</b>	<b>R2</b>				
n° R2=	0	φ2(mm) =	22.0	p2(cm) =	10.0
A <sub>φ i</sub> (mm <sup>2</sup> ) =	380.13	nb tot 2 =	0.0	A <sub>φ TOT</sub> (mm <sup>2</sup> ) =	0.00
				A <sub>φ CAL</sub> (mm <sup>2</sup> ) =	0.00
<b>Registro tipo</b>	<b>R3</b>				
n° R3=	0	φ3(mm) =	26.0	p3(cm) =	10.0
A <sub>φ i</sub> (mm <sup>2</sup> ) =	530.93	nb tot 3 =	0.0	A <sub>φ TOT</sub> (mm <sup>2</sup> ) =	0.00
				A <sub>φ CAL</sub> (mm <sup>2</sup> ) =	0.00

**Verifiche di resistenza**

Ψ=	0.988	rad	=	56.63	°
P <sub>RS</sub> =	7671.5	KN		PR <sub>s</sub> >PEd- Verifica Soddisfatta	
P <sub>RC</sub> =	37444.6	KN		PR <sub>c</sub> >PR <sub>s</sub> - Verifica Soddisfatta	

Il baggiolo è soggetto ad una forza orizzontale pari a:

$$P_{max} = 6855 \text{ kN}/2 = 3428 \text{ kN}$$

Le sollecitazioni vengono applicate ad una sezione avente le seguenti caratteristiche:

$$B = 0,80 \text{ m}$$

$$H = 0,80 \text{ m}$$

RELAZIONE DI CALCOLO PILA 2/3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 09 CL	VI 02.05.002	B	62 di 64

**Dati di progetto**

b(m)=	0.80	m	dimensione trasversale verifica
P <sub>Ed</sub> (KN) =	3428	KN	Carico complessivo VERTICALE sulla fascia di dimensione b
H <sub>Ed</sub> (KN) =	0.00	KN	Carico complessivo ORIZZONTALE sulla fascia di dimensione b
a(m) =	0.25	m	distanza P da incastro
h(m) =	0.80	m	spessore mensola
δ(m) =	0.10	m	copriferro riferito al baricentro delle armature compressive in trazione
d(m) =	0.70	m	altezza utile
l(m) =	0.39	m	a+0,2d
λ =	0.62		λ=ctgψ≧l/(0,9d).

Tipo di mensola (Valutazione coefficiente C)

sblazi di travi (con staffatura)

c(m) = 1.50

**Caratteristiche Materiali**

f <sub>cd</sub> =	18.8	MPa	Calcestruzzo
f <sub>yd</sub> =	391.0	MPa	Acciaio

**Caratteristiche Armature di Progetto**

**Registro tipo R1**

n° R1 =	1	φ1(mm) =	24.0	p1(cm) =	10	θ1° =	0.0
A <sub>φ i</sub> (mm <sup>2</sup> ) =	452.39	nb tot 1 =	8.0	A <sub>φ TOT</sub> (mm <sup>2</sup> ) =	3619.11	A <sub>φ CAL</sub> (mm <sup>2</sup> ) =	3619.11

**Registro tipo R2**

n° R2 =	1	φ2(mm) =	20.0	p2(cm) =	10.0	θ2° =	0.0
A <sub>φ i</sub> (mm <sup>2</sup> ) =	314.16	nb tot 2 =	8.0	A <sub>φ TOT</sub> (mm <sup>2</sup> ) =	2513.27	A <sub>φ CAL</sub> (mm <sup>2</sup> ) =	2513.27

**Registro tipo R3**

n° R3 =	0	φ3(mm) =	26.0	p3(cm) =	10.0	θ3° =	0.0
A <sub>φ i</sub> (mm <sup>2</sup> ) =	530.93	nb tot 3 =	0.0	A <sub>φ TOT</sub> (mm <sup>2</sup> ) =	0.00	A <sub>φ CAL</sub> (mm <sup>2</sup> ) =	0.00

**Verifiche di resistenza**

ψ =  rad =  °

P<sub>RS</sub> =  KN

P<sub>RC</sub> =  KN

Il pulvino è soggetto ad una forza verticale pari a:

P<sub>max</sub> = 10949 kN (scarico massimo SLU appoggi)

Le sollecitazioni vengono applicate ad una sezione avente le seguenti caratteristiche:

B = 3,40 m

H = 2,0 m

RELAZIONE DI CALCOLO PILA 2/3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 09 CL	VI 02.05 002	B	63 di 64

Dati di progetto

$b(m) =$	<b>3.40</b>	m	dimensione trasversale verifica
$P_{Ed} (KN) =$	<b>10949</b>	KN	Carico complessivo VERTICALE sulla fascia di dimensione b
$H_{Ed} (KN) =$	<b>328.47</b>	KN	Carico complessivo ORIZZONTALE sulla fascia di dimensione b
$a(m) =$	<b>1.80</b>	m	distanza P da incastro
$h(m) =$	<b>2.00</b>	m	spessore mensola
$\delta(m) =$	<b>0.15</b>	m	copriferro riferito al baricentro delle armature complessive in trazione
$d(m) =$	<b>1.85</b>	m	altezza utile
$l(m) =$	<b>2.17</b>	m	$a+0,2d$
$\lambda =$	<b>1.30</b>		$\lambda = ctg\psi \leq l/(0,9d)$

Tipo di mensola (Valutazione coefficiente c)

sblazi di travi (con staffatura)

$c(m) =$

Caratteristiche Materiali

$f_{cd} =$	<b>18.8</b>	MPa	Calcestruzzo
$f_{yd} =$	<b>391.0</b>	MPa	Acciaio

Caratteristiche Armature di Progetto

<u>Registro tipo</u>	<b>R1</b>				
$n^{\circ} R1 =$	<b>1</b>	$\phi 1(mm) =$	<b>26.0</b>	$p1(cm) =$	<b>10.0</b>
$A_{\phi i} (mm^2) =$	530.93	$nb\ tot\ 1 =$	34.0	$A_{\phi\ TOT} (mm^2) =$	18051.58
				$A_{\phi\ CAL}(mm^2) =$	<b>18051.58</b>
<u>Registro tipo</u>	<b>R2</b>				
$n^{\circ} R2 =$	<b>1</b>	$\phi 2(mm) =$	<b>26.0</b>	$p2(cm) =$	<b>10.0</b>
$A_{\phi i} (mm^2) =$	530.93	$nb\ tot\ 2 =$	34.0	$A_{\phi\ TOT} (mm^2) =$	18051.58
				$A_{\phi\ CAL}(mm^2) =$	<b>18051.58</b>
<u>Registro tipo</u>	<b>R3</b>				
$n^{\circ} R3 =$	<b>1</b>	$\phi 3(mm) =$	<b>26.0</b>	$p3(cm) =$	<b>10.0</b>
$A_{\phi i} (mm^2) =$	530.93	$nb\ tot\ 3 =$	34.0	$A_{\phi\ TOT} (mm^2) =$	18051.58
				$A_{\phi\ CAL}(mm^2) =$	<b>18051.58</b>

Verifiche di resistenza

$\Psi =$	<input type="text" value="0.654"/>	rad	$=$	<input type="text" value="37.50"/>	$^{\circ}$
$P_{RS} =$	<input type="text" value="15994.8"/>	KN	<input type="text" value="PRs&gt;PEd- Verifica Soddisfatta"/>		
$P_{RC} =$	<input type="text" value="26291.9"/>	KN	<input type="text" value="PRc&gt;PRs - Verifica Soddisfatta"/>		

## 5 SINTESI DELLE VERIFICHE GEOTECNICHE

Nel presente paragrafo si riporta una sintesi in forma tabellare delle sollecitazioni massime sui pali e delle verifiche geotecniche per il viadotto in oggetto, con relativi coefficienti di sicurezza.

Per maggiori dettagli si rimanda alle specifiche relazioni delle fondazioni.

PALI					SFORZO NORMALE SLU/SLV		SFORZO NORMALE SLE	
viadotto	spalla/pila	D[mm]	npali[-]	Lpalo [m]	Nmax,c [kN]	Nmin[kN]	Nmax, SLE,rara [kN]	Nmax, SLE,FREQ [kN]
VI02	spalle	1500	9	<b>28.0</b>	7254	-	5101	4862
VI02	Pila 4	1200	9	<b>31.0</b>	6644	-2432	4186	3578
VI02	Pila 24	1500	9	<b>33.0</b>	9689	-2993	6359	5294
VI02	Pila 32	1500	9	<b>30.0</b>	8061	-2030	5452	4682

TAGLI E MOMENTI			CAPACITA' PORTANTE PALI							
senza scalzamento			CARICO LIMITE ORIZZONTALE		COMPRESSIONE		TRAZIONE		ESERCIZIO	
Tmax [kN]	alfa [m]	Mmax	Hd[kN]	FS	Qd [kN]	FS	Qdt [kN]	FS	QI/1.25[kN]	FS
1433	3.1	4442	1736.1	1.21	8278.0	1.14	-	-	8624.8	1.69
752	2.5	1842	1045.1	1.39	7215.0	1.09	5717.0	2.35	8305.6	1.98
1080	3.1	3348	1327.4	1.23	10505.0	1.08	8161.0	2.73	11658.4	1.83
1045	3.1	3240	1327.4	1.27	8906.0	1.10	6751.0	3.33	9529.6	1.75