

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 3/3

SCALA:

-

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

RS3V 40 D 09 CL VI0205 003 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	Vittozzi	Marzo 2020
B	EMISSIONE ESECUTIVA	P.Valente	Marzo 2020	A.Ferri	Marzo 2020	F. Sparacino	Marzo 2020		

File: RS3V40D09CLVI0205003B.docx

n. Emissione: 828

ITALFERR S.p.A.
 U.O. Opere Civili e Gestione delle varianti
 Diett. Ing. Angela Vittozzi
 Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma
 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	<i>Riepilogo risultati</i>	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=30.0m	51
4.9.4	Escursione Longitudinale, giunti e varchi.....	55
4.9.5	Ritegni sismici, baggioli, pulvini.....	59
5	SINTESI DELLE VERIFICHE GEOTECNICHE	65

	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA - CATANIA - PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO - CATANIA PROGETTO DEFINITIVO VI02 - Viadotto ferroviario a Singolo Binario					
	RELAZIONE DI CALCOLO PILA 3/3	COMMESSA RS3V	LOTTO 40	CODIFICA D 09 CL	DOCUMENTO VI 02 05 003	REV. B

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 32** che presenta **l'altezza maggiore per tipologia di pila ed impalcati 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.

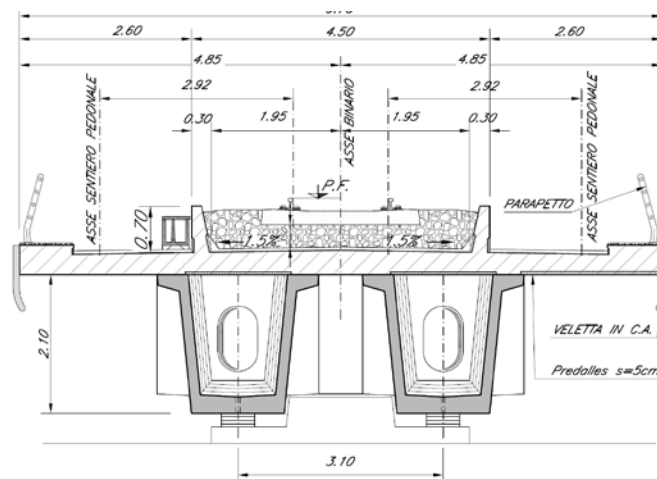


Figura 1 - Sezione trasversale campate in c.a.p. L=25 m

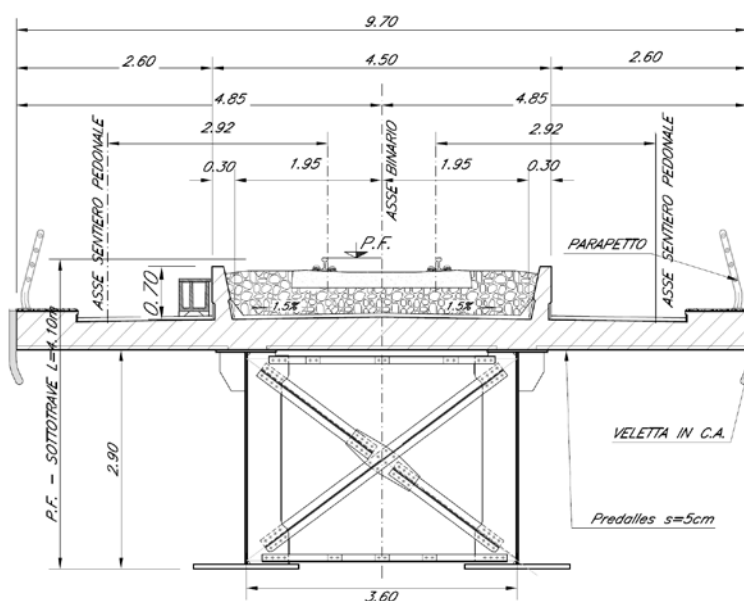


Figura 2 - Sezione trasversale campate in acciaio-clc L=40 m

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.

	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA - CATANIA - PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO - CATANIA PROGETTO DEFINITIVO VI02 - Viadotto ferroviario a Singolo Binario					
	RELAZIONE DI CALCOLO PILA 3/3	COMMESSA RS3V	LOTTO 40	CODIFICA D 09 CL	DOCUMENTO VI 02 05 003	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 : ≤ 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 : ≤ 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.

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	$\leq w_3$

RELAZIONE DI CALCOLO PILA 3/3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 09 CL	VI 02 05 003	B	9 di 65

		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.

	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA - CATANIA - PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO - CATANIA PROGETTO DEFINITIVO VI02 - Viadotto ferroviario a Singolo Binario					
	RELAZIONE DI CALCOLO PILA 3/3	COMMESSA RS3V	LOTTO 40	CODIFICA D 09 CL	DOCUMENTO VI 02 05 003	REV. B

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 11.10m.

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 ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO	Combinazione eccezionale	Combinazione Sismica
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00	1,00	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Ballast ⁽³⁾	favorevoli	γ_B	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Carichi variabili da traffico ⁽⁴⁾	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25	0,20 ⁽⁵⁾	0,20 ⁽⁵⁾
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	0,00
Precompressione	favorevole	γ_P	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 ⁽⁶⁾	1,00 ⁽⁷⁾	1,00	1,00	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.
⁽²⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.
⁽³⁾ Quando si prevedano variazioni significative del carico dovuto al ballast, se ne dovrà tener conto esplicitamente nelle verifiche.
⁽⁴⁾ Le componenti delle azioni da traffico sono introdotte in combinazione considerando uno dei gruppi di carico gr della Tab. 5.2.IV.
⁽⁵⁾ Aliquota di carico da traffico da considerare.
⁽⁶⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna
⁽⁷⁾ 1,20 per effetti locali

Azioni		ψ_0	ψ_1	ψ_2
Azioni singole da traffico	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
Gruppi di carico	gr1	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	gr2	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	-
	gr3	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	gr4	1,00	1,00 ⁽¹⁾	0,0
Azioni del vento	F_{Wk}	0,60	0,50	0,0
Azioni da neve	in fase di esecuzione	0,80	0,0	0,0
	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Azioni termiche	T_k	0,60	0,60	0,50

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

(2) Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti ψ_0 relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

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

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

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

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

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	0,00	1,45	0,00	0,00	1,45	0,00	0,00	0,00	1,45	0,00	0,00
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	0,00	0,73	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	0,00	1,45	0,00	0,00	0,73	0,00	0,00	0,00	1,45	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	0,00	1,45	0,00	0,00	0,73	0,00	0,00	0,00	1,45	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	0,00
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	0,00	0,73	0,00	0,00	1,45	0,00	0,00	0,00	0,73	0,00	0,00
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	0,00	1,45	0,00	0,00	0,73	0,00	0,00	0,00	1,45	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	0,00	1,45	0,00	0,00	0,73	0,00	0,00	0,00	1,45	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	0,00
Comb. MLmax Q frenatura	0,00	0,00	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	1,45	0,00	0,00	0,73	0,00	0,00
Comb. MLmax Q centrifuga	0,00	0,00	1,25	0,00	0,00	0,63	0,00	0,00	1,25	0,00	0,00	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
Comb. MLmax Q serpeggio	0,00	0,00	1,25	0,00	0,00	0,63	0,00	0,00	1,25	0,00	0,00	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
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	0,00	1,50	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	1,50	0,90	0,90

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	0.80	0.00	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	0.40	0.00	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	0.80	0.00	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	0.80	0.00	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	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.00	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	γ_{cls}	25	kN/m ³
Peso terreno	γ_t	20	kN/m ³
Sovraccarico accidentale sul rilevato	q_{acc}	53.0	kN/m ²
Altezza appoggio + baggiolo	h_{ap}	0.45	m
Distanza piano appoggi-intradosso plinto	H_1	14.55	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 ²
% Vuoti sezione		0%	
Coordinata X del baricentro rispetto fondazione	x_p	0.00	m
Pila			
Altezza	H_m	11.10	m
Lunghezza lungo asse X	b_m	3.4	m
Lunghezza lungo asse Y	L_m	8.60	m
Area Sezione		12.70	m ²
% 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 (φ)		35	°
Coefficiente per il calcolo della spinta a riposo	<input type="text" value="▼"/>	$K_0 = 0.426$	<input type="text" value="▼"/>
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/m³.

Impalcato (sx)			
N° Binari		1	
Lunghezza	L	25	m
Peso Proprio	G ₁	162	kN/m
Permanenti portati	G ₂	120	kN/m
Ballast		0	kN/m
n° totale appoggi sulla pila	n	2	
Reazione appoggio i = (G ₁ *L/2)/n	R _i	1012.5	kN
Reazione appoggio i = (G ₂ *L/2)/n	R _i	750.0	kN
Reazione appoggio i = (G ₂ *L/2)/n (ballast)	R _i	0	kN

Impalcato (dx)			
N° Binari		1	
Lunghezza	L	40	m
Peso Proprio	G ₁	131	kN/m
Permanenti portati	G ₂	120	kN/m
Ballast	G ₂	0	kN/m
n° totale appoggi sulla pila	n	2	
Reazione appoggio i = (G ₁ *L/2)/n	R _i	1310.0	kN
Reazione appoggio i = (G ₂ *L/2)/n	R _i	1200.0	kN
Reazione appoggio i = (G ₂ *L/2)/n (ballast)	R _i	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 impalcato venga caricato):

SX									
CAP 25 ML SINGOLO BINARIO									
APPOGGIO	REAZIONE	y	REAZ. LM71	REAZ. SW2	α LM71	α SW2	$\phi 3$	REAZ. LM71	REAZ. SW2
1	0.530	1.55	1239	1875	1.1	1	1.20	1638	2254
2	0.470	-1.55	1239	1875	1.1	1	1.20	1638	2254
dx									
SEZIONE MISTA 40 ML SINGOLO BINARIO									
APPOGGIO	REAZIONE	y	REAZ. LM71	REAZ. SW2	α LM71	α 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	α LM71	α 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	1013			1013			0.00
Permanenti G2	750			750			0.00
Ballast							0.00
Comb. Nmax Qv	1195			1059			0.00
Comb. Nmax Q frenatura		0			0		3.30
Comb. Nmax Q centrifuga			69			69	5.10
Comb. Nmax Q serpeggio			13			13	3.30
Comb. MTmax Qv	868			770			0.00
Comb. MTmax Q frenatura		0			0		3.30
Comb. MTmax Q centrifuga			95			95	5.10
Comb. MTmax Q serpeggio			13			13	3.30
Comb. MLmax Qv	0			0			0.00
Comb. MLmax Q frenatura		0			0		3.30
Comb. MLmax Q centrifuga							0.00
Comb. MLmax Q serpeggio						0	3.30
Vento Ponte Scanico			108			108	3.30
Vento Ponte Carico			179			179	3.65
Attrito permanente		53	53		53	53	0.00
Attrito carichi mobili		36	36		32	32	0.00
q=1.5	Sisma longitudinale						2.50
	Sisma trasversale			984		984	2.50
	Sisma verticale	281			281		0.00
q=1.36	Sisma longitudinale		0		0		2.50
	Sisma trasversale			1086		1086	2.50
	Sisma verticale	281			281		0.00
q=1	Sisma longitudinale		0		0		2.50
	Sisma trasversale			1476		1476	2.50
	Sisma verticale	281			281		0.00

REAZIONI VINCOLARI [kN,m]

dx

Appoggio	A			B			biz
	FZ	FX	FY	FZ	FX	FY	
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	
Descrizione carico							[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		578			578		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			172			172	3.15
Vento Ponte Carico			286			286	3.50
Attrito permanente		75	75		75	75	0.00
Attrito carichi mobili		47	47		42	42	0.00
q=1.5	Sisma longitudinale		2209		2209		2.30
	Sisma trasversale			984		984	2.30
	Sisma verticale	281			281		0.00
q=1.36	Sisma longitudinale		2436		2436		2.30
	Sisma trasversale			1086		1086	2.30
	Sisma verticale	281			281		0.00
q=1	Sisma longitudinale		3314		3314		2.30
	Sisma trasversale			1476		1476	2.30
	Sisma verticale	281			281		0.00

4.6.3 Azione del Vento

Azione del Vento - generale - NTC e EC 1-1-4:2005				
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	
Vento su impalcato				
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	16	16	m
Coefficiente di topografia	ct	1	1	
Coefficiente di esposizione (z)	ce(z)	2.66	2.66	
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	
Riepilogo				
Pressione cinetica di riferimento	qb	0.54	0.54	kN/mq
Coefficiente di esposizione	ce	2.66	2.66	
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	17.2	28.6	kN/m
Pressione statica equivalente	p=f/d	2.87	3.11	kN/mq
Pressione statica equivalente (minima considerata)	pmin	1.5	1.5	kN/mq
Forza statica equivalente a m/l considerata	f	17.2	28.6	kN/m
Vento impalcato a ponte scarico				
		sx	dx	
Forza statica equivalente	f	17.2	17.2	kN/m
Luce impalcato	L	25	40	m
Forza trasversale al piano appoggi	FT=f*L/2	215	344	kN/m
Vento impalcato a ponte carico				
Forza statica equivalente	f	28.6	28.6	kN/m
Luce impalcato	L	25	40	m
Forza trasversale al piano appoggi	FT=f*L/2	358	572	kN/m

Vento su Pila e Pulvino					
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	13.10	13.1	m	
Coefficiente di topografia	ct	1	1		
Coefficiente di esposizione (z)	ce(z)	2.53	2.53		
		dir.x	dir.x		
Altezza (dir.z)	h	2.00	11.10	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	$q=\Psi*cfx*ce*qb$	1.95	1.95	kN/mq	
Area investita dal vento	$A=b*h$	17.2	95.46	mq	
Forza statica equivalente	$F=q*A$	34	186	kN	
		dir.y	dir.y		
Altezza (dir.z)	h	2.00	11.10	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	$q=\Psi*cfx*ce*qb$	1.01	1.01	kN/mq	
Area investita dal vento	$A=b*h$	6.8	37.74	mq	
Forza statica equivalente	$F=q*A$	7	38	kN	
Riepilogo					
Vento x					
Pulvino	F	34	kN		
Pila	F	186	kN		
Distanza tra spiccato fusto e testa pulvino	bz	13.10	m		
Forza totale	F Tot	220	kN		
Vento y					
Pulvino	F	7	kN		
Pila	F	38	kN		
Distanza tra spiccato fusto e testa pulvino	bz	13.10	m		
Forza totale	F Tot	45	kN		

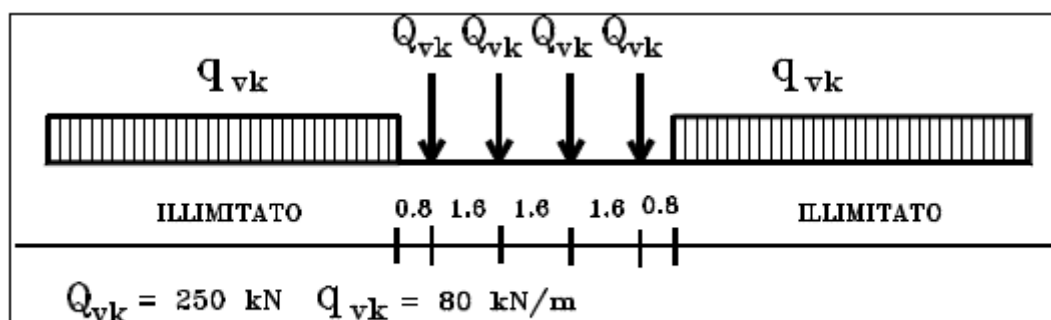
4.6.4 Carichi da traffico verticali

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

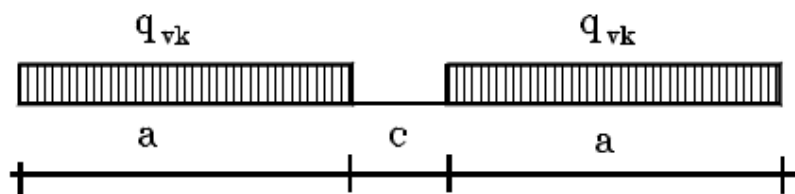
Carichi concentrati: quattro assi da 250 kN disposti ad interasse di 1,60 m;

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
L _{calc}	40	per Treno LM 71
	30	per Treno SW/0
	33	per SW/2
Q _{fb,k}	880	per Treno LM 71
Q _{fb,k}	660	per Treno SW/0
Q _{fb,k}	1155	per SW/2
Q _{fb,k} (filtrata) per Treno LM 71	880	kN
Q _{fb,k} (filtrata) per Treno SW/0	660	kN
Q _{fb,k} (filtrata) per SW/2	1155	kN

Avviamento		
L	40	m
L _{calc}	40	per Treno LM 71
	30	per Treno SW/0
	33	per SW/2
Q _{la,k}	1452	per Treno LM 71
Q _{la,k}	1089	per Treno SW/0
Q _{la,k}	1089	per SW/2
Q _{la,k} (filtrata) per Treno LM 71	1000	kN
Q _{la,k} (filtrata) per Treno SW/0	1000	kN
Q _{la,k} (filtrata) per SW/2	1000	kN

RELAZIONE DI CALCOLO PILA 3/3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 09 CL	VI 02 05 003	B	23 di 65

Serpeggio		
FT=100kN /2	50	kN*m
Treno LM 71		
α	1.1	
FT* α	55	kN
Treno SW/0		
α	1.1	
FT* α	55	kN
Treno SW/2		
α	1	
FT* α	50	kN

Forza centrifuga sx

L	25	m	L ₀	22.8	m
velocità di progetto	160	km/h	o ₃ Coeff. Dinamico	1.202	
raggio planimetrico	1300	m			
f	0.82	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	α	1.1		α	1	
α	1	Per V>120 km/h						
α	1.1	Per V<120 km/h						
Qtk	153	Per V>120 km/h						
	115	Per V<120 km/h						
Qtk scelto	153							
qtk	12	Per V>120 km/h	qtk	11	Per V=100 km/h	qtk	11	Per V=100 km/h
	9	Per V<120 km/h						
qtk scelto	12							
L calc=L-6.4m	18.6	m	L calc	19.7	m	L calc	25	m
qtk*Lcalc	227	kN	qtk*Lcalc	210	kN	qtk*Lcalc	273	kN
FT=(qtk*Lcalc + qtk)/2	190	kN	FT= qtk*Lcalc /2	105		FT= qtk*Lcalc /2	137	

Forza centrifuga dx

L	40	m	L ₀	38	m
velocità di progetto	160	km/h	o ₃ 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	α	1.1		α	1	
α	1	Per V>120 km/h						
α	1.1	Per V<120 km/h						
Qtk	135	Per V>120 km/h						
	105	Per V<120 km/h						
Qtk scelto	135							
qtk	11	Per V>120 km/h	qtk	10	Per V=100 km/h	qtk	10	Per V=100 km/h
	8	Per V<120 km/h						
qtk scelto	11							
L calc=L-6.4m	33.6	m	L calc	30	m	L calc	33	m
qtk*Lcalc	364	kN	qtk*Lcalc	290	kN	qtk*Lcalc	327	kN
FT=(qtk*Lcalc + qtk)/2	250	kN	FT= qtk*Lcalc /2	145		FT= qtk*Lcalc /2	164	

	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA - CATANIA - PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO - CATANIA PROGETTO DEFINITIVO VI02 - Viadotto ferroviario a Singolo Binario					
	RELAZIONE DI CALCOLO PILA 3/3	COMMESSA RS3V	LOTTO 40	CODIFICA D 09 CL	DOCUMENTO VI 02 05 003	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:

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo
 Sito esterno al reticolo
 Interpolazione su 3 nodi
 Interpolazione corretta

Interpolazione:

Elaborazioni grafiche

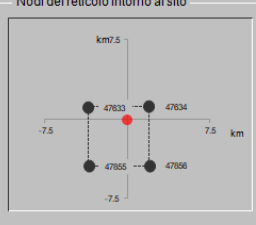
Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni

Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito



La "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_u 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"/>

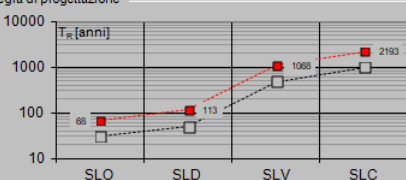
Stati limite ultimi - SLU

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

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
-□..... Strategia scelta

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
(Inquadro sito, Effettilità rilievo topografico)

Compon. orizzontale

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

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

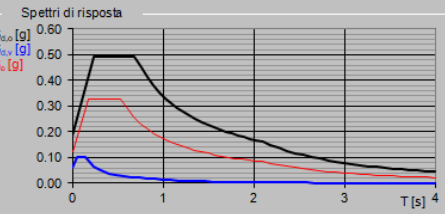
Compon. verticale

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, $\xi = 5\%$)

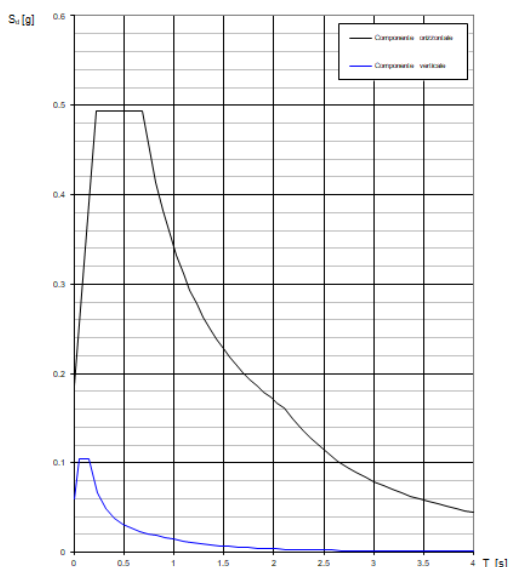
Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato lim SLV

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
η	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	2558	kN
Massa complessiva dir x	mix + mpx	13439	kN
1/5 Massa sismica impalcato dir x	mix/5	2176	kN
Verifica requisito dir x		no	
Massa sismica impalcato dir. y	mi _y	9416	kN
Massa efficace pila dir. Y	mp _y	2558	kN
Massa complessiva dir. Y	mi _y + mp _y	11974	kN
1/5 Massa sismica impalcato dir. Y	mi _y /5	1883	kN
Verifica requisito dir. Y		no	
Massa sismica impalcato dir. z	miz	9416	kN
Massa efficace pila dir. Z	mp _z	2558	kN
Massa complessiva dir. Z	miz + mp _z	11974	kN
1/5 Massa sismica impalcato dir. Z	miz/5	1883	kN
Verifica requisito dir. Z		no	

Inerzia Pila asse y	J _{yy}	19.0	m ⁴
Inerzia Pila asse x	J _{xx}	85.3	m ⁴
Area Pila	A _p	12.70	m ²
Rigidezza Pila asse y	K _y	495336147.7	N/m
Rigidezza Pila asse x	K _x	2224537878	N/m
rigidezza Pila asse z	K _z	31980274809	N/m
Periodo x	T _x	0.33	s
Periodo y	T _y	0.15	s
Periodo z	T _z	0.04	s

Accelerazione orizzontale Se(Tx) direzione x	a _g x	0.49	
Accelerazione orizzontale Se(Ty) direzione y	a _g y	0.49	
Accelerazione Verticale Se(Tz) direzione z	a _g z	0.09	

q=1.5

Accelerazione orizzontale Sd(Tx) direzione x	a _g x	0.33	
Accelerazione orizzontale Sd(Ty) direzione y	a _g y	0.33	
Accelerazione Verticale Sd(Tz) direzione z	a _g z	0.09	

q=1.36

Accelerazione orizzontale Sd(Tx) direzione x	a _g x	0.36	
Accelerazione orizzontale Sd(Ty) direzione y	a _g y	0.36	
Accelerazione Verticale Sd(Tz) direzione z	a _g z	0.09	

q=1

Accelerazione orizzontale Sd(Tx) direzione x	a _g x	0.5	
Accelerazione orizzontale Sd(Ty) direzione y	a _g y	0.5	
Accelerazione Verticale Sd(Tz) direzione z	a _g z	0.09375	

Condizione Sismica - Taglianti Totali

q=1.5

Tagliante direzione x	F x	4418	kN
Tagliante direzione y	F y	3937	kN
Tagliante direzione z	F z	1123	kN

q=1.36

Tagliante direzione x	F x	4873	kN
Tagliante direzione y	F y	4342	kN
Tagliante direzione z	F z	1123	kN

q=1

Tagliante direzione x	F x	6627	kN
Tagliante direzione y	F y	5905	kN
Tagliante direzione z	F z	1123	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%.

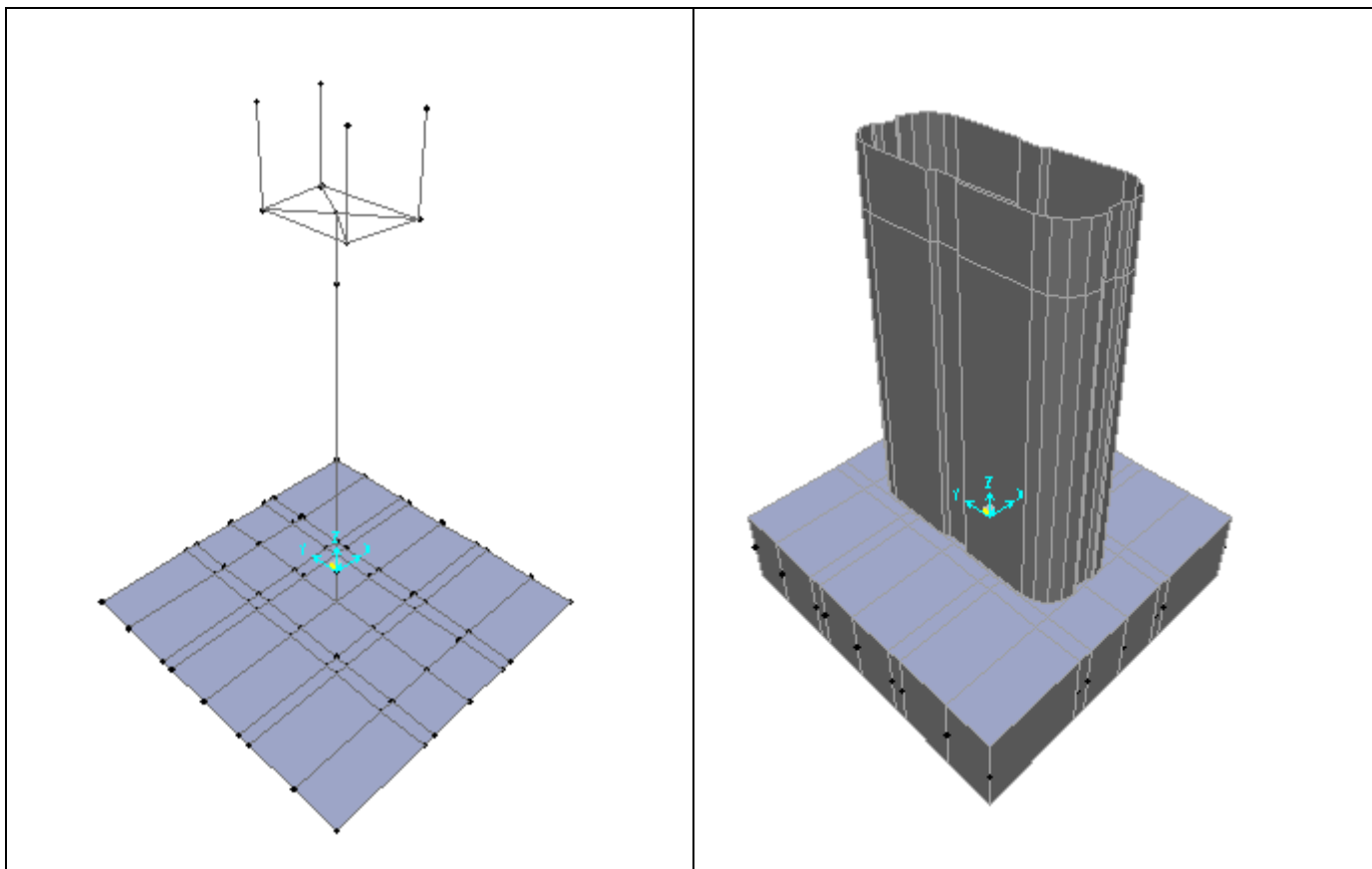


Figura 3: Modello FEM

Si riportano di seguito i risultati della analisi modale:

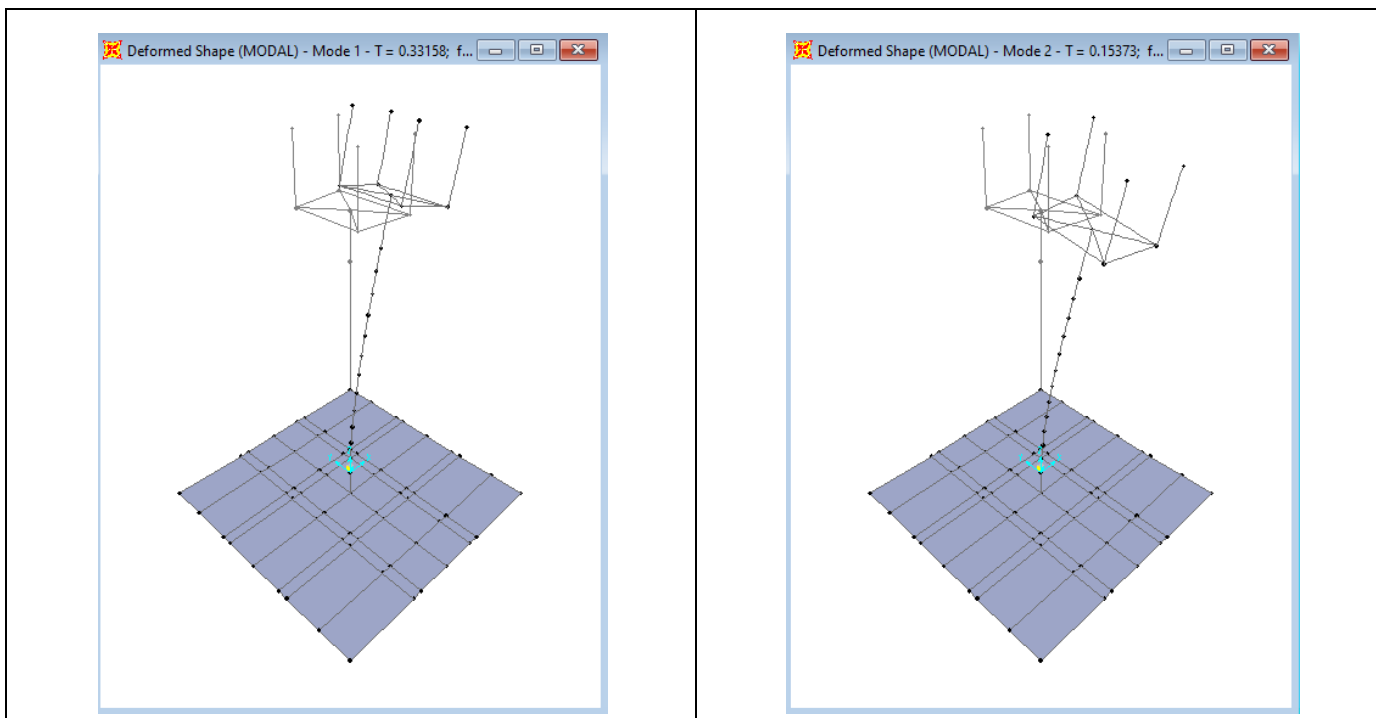


Figura 4: Modello FEM – Analisi Modale (100% rigidezza)

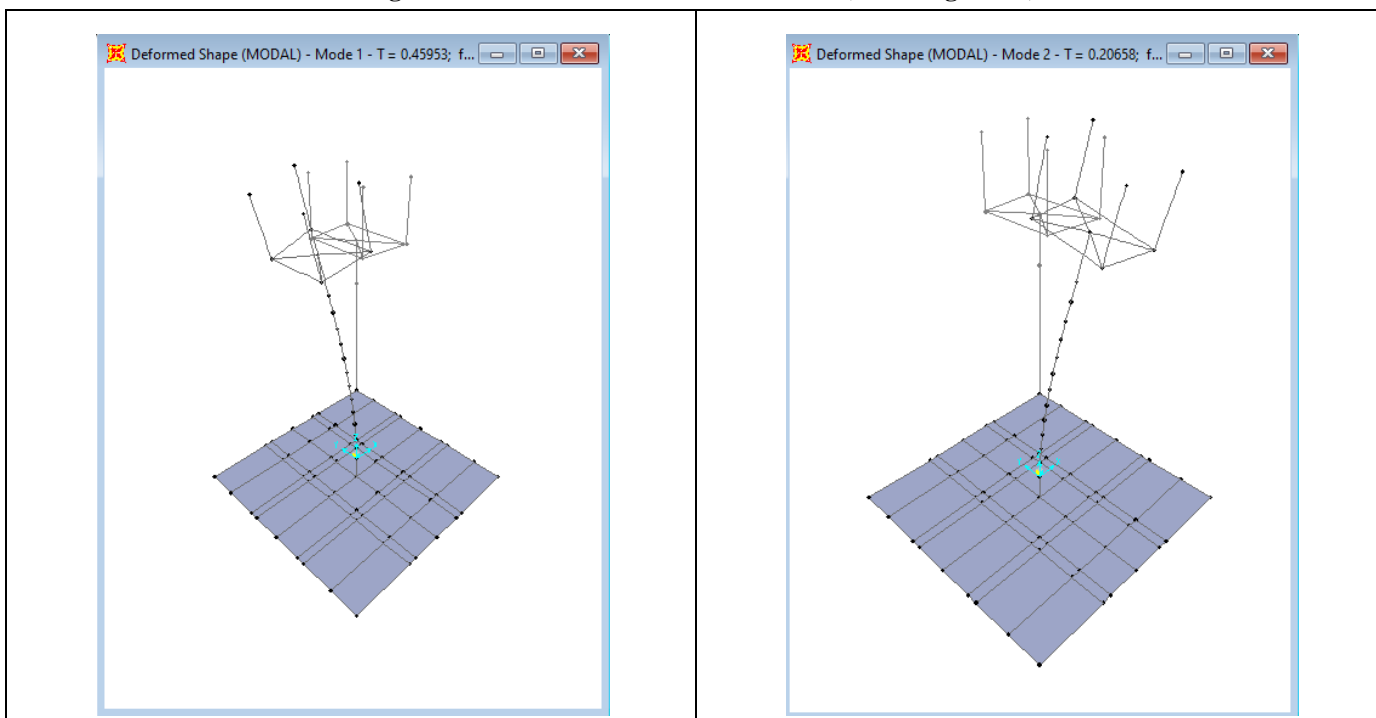


Figura 5: Modello FEM – Analisi Modale (50% rigidezza)

	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA - CATANIA - PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO - CATANIA PROGETTO DEFINITIVO VI02 - Viadotto ferroviario a Singolo Binario					
	RELAZIONE DI CALCOLO PILA 3/3	COMMESSA RS3V	LOTTO 40	CODIFICA D 09 CL	DOCUMENTO VI 02 05 003	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 _Z	F _X	F _Y	b _{ix}	b _{iy}	b _{iz}	M _x	M _y
	[kN]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]
Pila	4907			0.00	0.00	0	0	0
Vento su pila dir. x		220		0.00	0.00	13.10	0	2882
Vento su pila dir.y			45	0.00	0.00	13.10	588	0

INTRADOSSO FONDAZIONE: condizione statica

Descrizione carico	F _Z	F _X	F _Y	b _{ix}	b _{iy}	b _{iz}	M _x	M _y
	[kN]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]
Pila	4907			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		220		0.00	0.00	16.10	0	3542
Vento su pila dir.y			45	0.00	0.00	16.10	723	0

INTRADOSSO FONDAZIONE: condizione sismica

Descrizione carico	F _Z	F _X	F _Y	b _{ix}	b _{iy}	b _{iz}	M _x	M _y
	[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 _{max}	A2 - SLU - N max gr.1	20067	1174	1652	27561	19970
	Tx,A _{max}	A2 - SLU - ML max gr.3	18322	2068	639	9908	38844
	Ty,A _{max}	A2 - SLU - MT max gr.1	19434	1174	1825	30686	21059
	Mxx _{max}	A2 - SLU - MT max gr.1	19434	1174	1825	30686	21059
	Myy _{max}	A2 - SLU - ML max gr.3	18322	2068	639	9908	38844
SLU STR	Nz,A _{max}	A1 - SLU - N max gr.1	25061	1411	1961	32552	23953
	Tx,A _{max}	A1 - SLU - ML max gr.3	23037	2448	790	12153	45851
	Ty,A _{max}	A1 - SLU - MT max gr.1	24327	1411	2161	36176	25216
	Mxx _{max}	A1 - SLU - MT max gr.1	24327	1411	2161	36176	25216
	Myy _{max}	A1 - SLU - ML max gr.3	23037	2448	790	12153	45851
SLE RARA	Nz,A _{max}	SLE rara - N max gr.1	17808	991	1350	22348	16771
	Tx,A _{max}	SLE rara - ML max gr.3	16412	1701	563	8621	31800
	Ty,A _{max}	SLE rara - MT max gr.1	17302	991	1488	24847	17642
	Mxx _{max}	SLE rara - MT max gr.1	17302	991	1488	24847	17642
	Myy _{max}	SLE rara - ML max gr.3	16412	1701	563	8621	31800
SLE FREQUENTE	Nz,A _{max}	SLE freq.- N max gr.1	16937	844	663	10654	14470
	Tx,A _{max}	SLE freq.- N max gr.3	16937	1306	522	8086	22123
	Ty,A _{max}	SLE freq.- MT max gr.1	16532	844	773	12654	15167
	Mxx _{max}	SLE freq.- MT max gr.1	16532	844	773	12654	15167
	Myy _{max}	SLE freq.- ML max gr.3	15820	1306	501	7591	25110
SLE Q.P.		SLE quasi permanente	13452	256	256	3474	5268
SLV q=1.5	Nz,A _{max}	SLV - N max	15447	1716	1411	22371	28752
	Tx,A _{max}	SLV - ML max gr.1	14381	4809	1401	22147	78517
	Ty,A _{max}	SLV - MT max gr.1	14559	1716	4195	66830	28926
	Mxx _{max}	SLV - MT max gr.1	14559	1716	4195	66830	28926
	Myy _{max}	SLV - ML max gr.1	14381	4809	1401	22147	78517
SLV q=1.36	Nz,A _{max}	SLV - N max	15447	1852	1533	24269	30915
	Tx,A _{max}	SLV - ML max gr.1	14381	5263	1522	24087	85725
	Ty,A _{max}	SLV - MT max gr.1	14559	1852	4600	73264	31089
	Mxx _{max}	SLV - MT max gr.1	14559	1852	4600	73264	31089
	Myy _{max}	SLV - ML max gr.1	14381	5263	1522	24087	85725
SLV q=1	Nz,A _{max}	SLV - N max	15447	2379	2002	31791	39256
	Tx,A _{max}	SLV - ML max gr.1	14381	7018	1991	31567	113529
	Ty,A _{max}	SLV - MT max gr.1	14559	2379	6163	98229	39430
	Mxx _{max}	SLV - MT max gr.1	14559	2379	6163	98229	39430
	Myy _{max}	SLV - ML max gr.1	14381	7018	1991	31567	113529

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	6606	1670	14395	25054	98012
base pila	EX_1	Combination	Min	-6606	-1670	14395	-24879	-101524
base pila	EY_1	Combination	Max	1982	5566	14395	83293	28175
base pila	EY_1	Combination	Min	-1982	-5566	14395	-83118	-31688
base pila	EX_2	Combination	Max	6606	1670	14105	25054	98012
base pila	EX_2	Combination	Min	-6606	-1670	14105	-24879	-101524
base pila	EY_2	Combination	Max	1982	5566	14105	83293	28175
base pila	EY_2	Combination	Min	-1982	-5566	14105	-83118	-31688
base pila	EZ_1	Combination	Max	1982	1670	14734	25050	28174
base pila	EZ_1	Combination	Min	-1982	-1670	14734	-24875	-31687
base pila	EZ_2	Combination	Max	1982	1670	13767	25050	28174
base pila	EZ_2	Combination	Min	-1982	-1670	13767	-24875	-31687
				6606	5566		83293	101524

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	6627	1430	14395	21375	98204
base pila	EX_1	Combination	Min	-6627	-1430	14395	-21200	-101717
base pila	EY_1	Combination	Max	1988	4767	14395	71036	28232
base pila	EY_1	Combination	Min	-1988	-4767	14395	-70861	-31745
base pila	EX_2	Combination	Max	6627	1430	14105	21375	98204
base pila	EX_2	Combination	Min	-6627	-1430	14105	-21200	-101717
base pila	EY_2	Combination	Max	1988	4767	14105	71036	28232
base pila	EY_2	Combination	Min	-1988	-4767	14105	-70861	-31745
base pila	EZ_1	Combination	Max	1988	1430	14734	21373	28232
base pila	EZ_1	Combination	Min	-1988	-1430	14734	-21198	-31745
base pila	EZ_2	Combination	Max	1988	1430	13767	21373	28232
base pila	EZ_2	Combination	Min	-1988	-1430	13767	-21198	-31745
				6627	4767		71036	101717

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 adatteranno 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 _{max}	A2 - SLU - N max gr.1	33850	1174	1652	32518	23493
	Tx,A _{max}	A2 - SLU - ML max gr.3	32105	2068	639	11826	45049
	Ty,A _{max}	A2 - SLU - MT max gr.1	33218	1174	1825	36160	24582
	Mxx _{max}	A2 - SLU - MT max gr.1	33218	1174	1825	36160	24582
	Myy _{max}	A2 - SLU - ML max gr.3	32105	2068	639	11826	45049
SLU STR	Nz,A _{max}	A1 - SLU - N max gr.1	43084	1411	1961	38434	28185
	Tx,A _{max}	A1 - SLU - ML max gr.3	41060	2448	790	14524	53196
	Ty,A _{max}	A1 - SLU - MT max gr.1	42350	1411	2161	42659	29449
	Mxx _{max}	A1 - SLU - MT max gr.1	42350	1411	2161	42659	29449
	Myy _{max}	A1 - SLU - ML max gr.3	41060	2448	790	14524	53196
SLE RARA	Nz,A _{max}	SLE rara - N max gr.1	30903	991	1350	26397	19743
	Tx,A _{max}	SLE rara - ML max gr.3	29507	1701	563	10309	36902
	Ty,A _{max}	SLE rara - MT max gr.1	30397	991	1488	29311	20614
	Mxx _{max}	SLE rara - MT max gr.1	30397	991	1488	29311	20614
	Myy _{max}	SLE rara - ML max gr.3	29507	1701	563	10309	36902
SLE FREQUENTE	Nz,A _{max}	SLE freq.- N max gr.1	30032	844	663	12643	17002
	Tx,A _{max}	SLE freq.- N max gr.3	30032	1306	522	9653	26042
	Ty,A _{max}	SLE freq.- MT max gr.1	29627	844	773	14974	17699
	Mxx _{max}	SLE freq.- MT max gr.1	29627	844	773	14974	17699
	Myy _{max}	SLE freq.- ML max gr.3	28915	1306	501	9096	29029
SLE Q.P.		SLE quasi permanente	26547	256	256	4243	6037
SLV q=1.5	Nz,A _{max}	SLV - N max	29770	2324	2019	27516	34812
	Tx,A _{max}	SLV - ML max gr.1	27844	6834	2008	27260	95980
	Ty,A _{max}	SLV - MT max gr.1	28022	2324	6220	82452	34986
	Mxx _{max}	SLV - MT max gr.1	28022	2324	6220	82452	34986
	Myy _{max}	SLV - ML max gr.1	27844	6834	2008	27260	95980
SLV q=1.36	Nz,A _{max}	SLV - N max	29770	2460	2140	29778	37383
	Tx,A _{max}	SLV - ML max gr.1	27844	7288	2130	29564	104553
	Ty,A _{max}	SLV - MT max gr.1	28022	2460	6625	90102	37558
	Mxx _{max}	SLV - MT max gr.1	28022	2460	6625	90102	37558
	Myy _{max}	SLV - ML max gr.1	27844	7288	2130	29564	104553
SLV q=1	Nz,A _{max}	SLV - N max	29770	2986	2609	38707	47303
	Tx,A _{max}	SLV - ML max gr.1	27844	9043	2599	38452	137620
	Ty,A _{max}	SLV - MT max gr.1	28022	2986	8188	119757	47478
	Mxx _{max}	SLV - MT max gr.1	28022	2986	8188	119757	47478
	Myy _{max}	SLV - ML max gr.1	27844	9043	2599	38452	137620

Tabella 6 – Sollecitazioni ad intradossso 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	6891	1770	27634	25092	98118
EX_1	Combination	Min	-6891	-1770	27634	-24917	-101631
EY_1	Combination	Max	2067	5899	27634	83419	28207
EY_1	Combination	Min	-2067	-5899	27634	-83245	-31720
EX_2	Combination	Max	6891	1770	26696	25092	98118
EX_2	Combination	Min	-6891	-1770	26696	-24917	-101631
EY_2	Combination	Max	2067	5899	26696	83419	28207
EY_2	Combination	Min	-2067	-5899	26696	-83245	-31720
EZ_1	Combination	Max	2067	1770	28729	25088	28206
EZ_1	Combination	Min	-2067	-1770	28729	-24913	-31719
EZ_2	Combination	Max	2067	1770	25601	25088	28206
EZ_2	Combination	Min	-2067	-1770	25601	-24913	-31719
			6891	5899		83419	101631

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	6911	1546	27634	21419	98310
EX_1	Combination	Min	-6911	-1546	27634	-21244	-101823
EY_1	Combination	Max	2073	5152	27634	71184	28264
EY_1	Combination	Min	-2073	-5152	27634	-71009	-31777
EX_2	Combination	Max	6911	1546	26696	21419	98310
EX_2	Combination	Min	-6911	-1546	26696	-21244	-101823
EY_2	Combination	Max	2073	5152	26696	71184	28264
EY_2	Combination	Min	-2073	-5152	26696	-71009	-31777
EZ_1	Combination	Max	2073	1546	28729	21417	28264
EZ_1	Combination	Min	-2073	-1546	28729	-21242	-31776
EZ_2	Combination	Max	2073	1546	25601	21417	28264
EZ_2	Combination	Min	-2073	-1546	25601	-21242	-31776
			6911	5152		71184	101823

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:

SOLL. TOTALI NEL BARICENTRO DELLA PALIFICATA								
C.C.	N	T _x	T _y	M _x	M _y	N _{max/palo}	N _{min/palo}	T _{/palo}
n°	kN	kN	kN	kNm	kNm	kN	kN	kN
AI - SLU - N max gr.1	43084	1411	1961	38434	28185	7254	2320	268
AI - SLU - MT max gr.1	42350	1411	2161	42659	29449	7376	2035	287
AI - SLU - ML max gr.1	41060	1609	1008	19103	36788	6632	2492	211
AI - SLU - N max gr.3	43084	2250	1705	33015	44593	7661	1913	314
AI - SLU - MT max gr.3	42350	2250	1806	35093	45856	7704	1707	321
AI - SLU - ML max gr.3	41060	2448	790	14524	53196	7070	2054	286
AI - SLU - Vento ponte scarico	36768	346	1253	23408	8311	5260	2910	144
AI - SLU Gmin - N max gr.1	26668	1411	1961	38434	26316	5361	565	268
AI - SLU Gmin - MT max gr.1	25934	1411	2161	42659	27579	5483	280	287
AI - SLU Gmin - ML max gr.1	24644	1609	1008	19103	34918	4739	737	211
AI - SLU Gmin - N max gr.3	26668	2250	1705	33015	42723	5768	158	314
AI - SLU Gmin - MT max gr.3	25934	2250	1806	35093	43986	5810	-47	321
AI - SLU Gmin - ML max gr.3	24644	2448	790	14524	51326	5177	299	286
AI - SLU Gmin - Vento ponte scarico	20352	256	1164	21923	4957	3257	1266	132
						7704	-47	321

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

SOLL. TOTALI NEL BARICENTRO DELLA PALIFICATA								
C.C.	N	T _x	T _y	M _x	M _y	N _{max/palo}	N _{min/palo}	T _{/palo}
n°	kN	kN	kN	kNm	kNm	kN	kN	kN
SLV - N max	29770	2460	2140	29778	37383	5795	820	362
SLV - MT max gr.1	28022	2460	6625	90102	37558	7842	-1615	785
SLV - ML max gr.1	27844	7288	2130	29564	104553	8061	-1873	844
SLV - MT max gr.3	26611	2460	6625	90102	37558	7685	-1771	785
SLV - ML max gr.3	26433	7288	2130	29564	104553	7904	-2030	844
SLV - N min	25066	2460	2140	29778	37383	5273	298	362
						8061	-2030	844

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

SOLL. TOTALI NEL BARICENTRO DELLA PALIFICATA								
C.C.	N	T _x	T _y	M _x	M _y	N _{max/palo}	N _{min/palo}	T _{/palo}
n°	kN	kN	kN	kNm	kNm	kN	kN	kN
SLV - N max	29770	2986	2609	38707	47303	6493	122	441
SLV - MT max gr.1	28022	2986	8188	119757	47478	9307	-3080	968
SLV - ML max gr.1	27844	9043	2599	38452	137620	9615	-3427	1045
SLV - MT max gr.3	26611	2986	8188	119757	47478	9151	-3237	968
SLV - ML max gr.3	26433	9043	2599	38452	137620	9458	-3584	1045
SLV - N min	25066	2986	2609	38707	47303	5971	-400	441
						9615	-3584	1045

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

SOLL. TOTALI NEL BARICENTRO DELLA PALIFICATA

C.C. n°	N kN	T _x kN	T _y kN	M _x kNm	M _y kNm	N _{max/palo} kN	N _{min/palo} kN	T _{/palo} kN
SLE rara - N max gr.1	30903	991	1350	26397	19743	5143	1725	186
SLE rara - MT max gr.1	30397	991	1488	29311	20614	5226	1528	199
SLE rara - ML max gr.1	29507	1123	713	13467	25603	4726	1832	148
SLE rara - N max gr.3	30903	1569	1174	22660	31043	5423	1445	218
SLE rara - MT max gr.3	30397	1569	1243	24093	31914	5452	1303	222
SLE rara - ML max gr.3	29507	1701	563	10309	36902	5027	1530	199
SLE rara - Vento ponte scarico	26547	256	861	16030	6037	3767	2132	100
						5452	1303	222

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)

RELAZIONE DI CALCOLO PILA 3/3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 09 CL	VI 02 05 003	B	38 di 65

4.9.1 Pila

Taglio di progetto:

Direzione		Long.(Myy,Tx)	Trasv(Mxx,Ty)	
Altezza pila	H	16.1	16.1	m
Fattore di struttura		1.5	1.5	
Fattore di sovrarresistenza (eq. 7.9.7)	γ_{Rd}	1	1	
Fattore di sovrarresistenza filtrato (eq. 7.9.7)	γ_{Rd}	1	1	
Taglio agente (q=1)	V	7018	6163	kN
Momento agente (q=1)	M	113529	98229	kN*m
Taglio agente (con q)	VEd	4809	4195	kN
Momento agente (con q)	MEd	78517	66830	kN*m
Momento Resistente	MRd	153700	261239	kN*m
Rapporto di sovrarresistenza	MRd/MEd	1.96	3.91	
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	7018	6163	kN
Taglio di progetto per la gerarchia della resistenza (eq. 7.9.12)	Vgr	9413	16397	kN
Taglio di progetto per la gerarchia della resistenza filtrato (eq. 7.9.12)	Vgr	7018	6163	kN
fattore di sicurezza aggiuntivo per la resistenza a taglio (eq. 7.9.10)	γ_{Bd}	1	1.23	
fattore di sicurezza aggiuntivo per la resistenza a taglio filtrato (eq. 7.9.10)	γ_{Bd}	1	1.23	
Riassumendo				
Taglio di calcolo	Vgr	7018	6163	kN
fattore di sicurezza aggiuntivo filtrato (eq. 7.9.10)	γ_{Bd}	1.22	1.23	
Angolo inclinazione bielle compresse	Teta	da calc.	da calc.	

Taglio resistente:

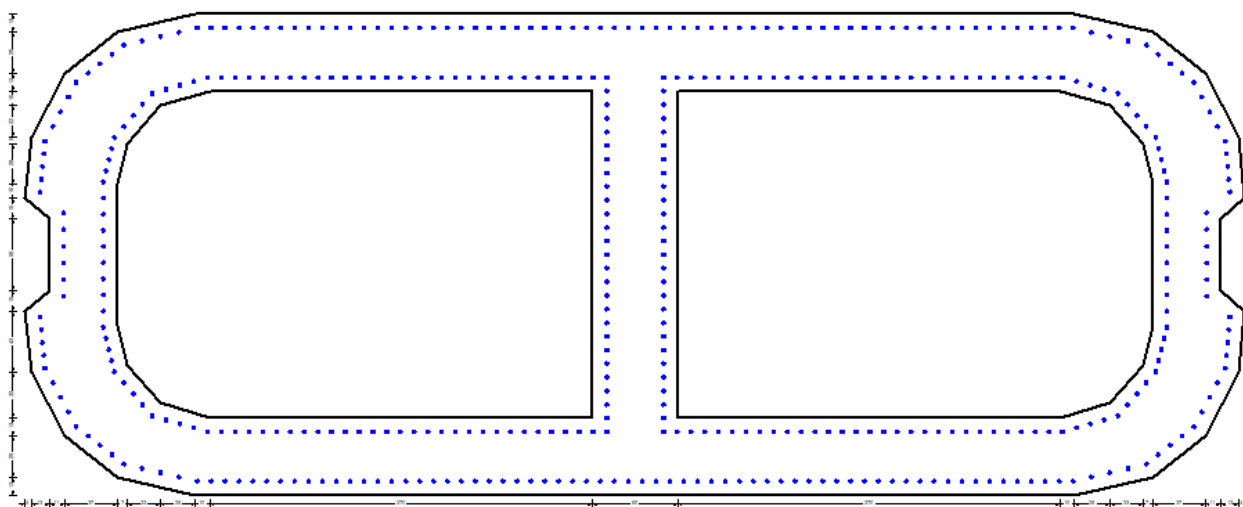
La resistenza a taglio viene valutata come somma dei contributi dati dalla 2 anime in direzione Y e 3 anime in direzione X della sezione cava:

RELAZIONE DI CALCOLO PILA 3/3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 09 CL	VI 02 05 003	B	39 di 65

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 _{yd}	391	Mpa	f _{yd}	391	Mpa
f' _{cd}	9.07	MPa	f' _{cd}	9.07	MPa
VR _{sd}	3113.16	kN	VR _{sd}	8631.95	kN
VR _{cd}	4488.00	kN	VR _{cd}	13688.40	kN
VR _d	3113.16	kN	VR _d	8631.95	kN
3*VR _d	9339.5	kN	2*VR _d	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 ²
	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 ²
	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 ²
	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
-----------	-------	-------

RELAZIONE DI CALCOLO PILA 3/3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 09 CL	VI 02 05 003	B	41 di 65

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 ²
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

RELAZIONE DI CALCOLO PILA 3/3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 09 CL	VI 02 05 003	B	42 di 65

9	300.0	-115.0
10	30.0	-115.0

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



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

RELAZIONE DI CALCOLO PILA 3/3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 09 CL	VI 02.05 003	B	43 di 65

35	-20.0	-125.0	26
36	-301.4	-125.0	26
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

RELAZIONE DI CALCOLO PILA 3/3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 09 CL	VI 02.05.003	B	44 di 65

37	39	40	8	26
38	40	41	3	26
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	25061.03	23952.52	32551.67	0.00	0.00
2	23036.83	45851.04	12153.00	0.00	0.00
3	24327.33	25215.76	36176.38	0.00	0.00
4	24327.33	25215.76	36176.38	0.00	0.00
5	23036.83	45851.04	12153.00	0.00	0.00
6	15446.93	28752.14	22371.31	0.00	0.00
7	14380.93	78516.73	22147.25	7018.00	0.00
8	14558.93	28926.38	66830.11	0.00	6163.00
9	14558.93	28926.38	66830.11	0.00	0.00
10	14380.93	78516.73	22147.25	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	17808.00	16771.00	22348.00
2	16412.00	31800.00	8621.00
3	17302.00	17642.00	24847.00
4	17302.00	17642.00	24847.00
5	16412.00	31800.00	8621.00

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

RELAZIONE DI CALCOLO PILA 3/3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 09 CL	VI 02 05 003	B	45 di 65

N°Comb.	N	Mx	My
1	16937.00	14470.00 (117681.67)	10654.00 (86646.89)
2	16937.00	22123.00 (66734.93)	8086.00 (24391.75)
3	16532.00	15167.00 (83152.18)	12654.00 (69374.81)
4	16532.00	15167.00 (83152.18)	12654.00 (69374.81)
5	15820.00	25110.00 (55707.45)	7591.00 (16840.91)

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	13452.00	5268.00 (0.00)	3474.00 (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 ≥ 1.000
As Totale	Area totale barre longitudinali [cm ²]. [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	25061.03	23952.52	32551.67	25061.12	146143.74	199228.30	6.112325.5(380.9)	
2	S	23036.83	45851.04	12153.00	23036.66	164373.28	43978.33	3.592325.5(380.9)	
3	S	24327.33	25215.76	36176.38	24327.39	143508.45	206154.99	5.702325.5(380.9)	
4	S	24327.33	25215.76	36176.38	24327.39	143508.45	206154.99	5.702325.5(380.9)	
5	S	23036.83	45851.04	12153.00	23036.66	164373.28	43978.33	3.592325.5(380.9)	
6	S	15446.93	28752.14	22371.31	15447.03	148838.55	116696.54	5.192325.5(380.9)	
7	S	14380.93	78516.73	22147.25	14381.18	153700.49	43089.37	1.962325.5(380.9)	
8	S	14558.93	28926.38	66830.11	14558.98	112671.12	261239.41	3.912325.5(380.9)	
9	S	14558.93	28926.38	66830.11	14558.98	112671.12	261239.41	3.912325.5(380.9)	
10	S	14380.93	78516.73	22147.25	14381.18	153700.49	43089.37	1.962325.5(380.9)	

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione

RELAZIONE DI CALCOLO PILA 3/3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 09 CL	VI 02 05 003	B	46 di 65

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	365.0	157.0	0.00325	360.6	147.8	-0.00840	-360.6	-147.8
2	0.00350	310.0	170.0	0.00299	308.8	160.0	-0.01455	-308.8	-160.0
3	0.00350	365.0	157.0	0.00325	360.6	147.8	-0.00828	-360.6	-147.8
4	0.00350	365.0	157.0	0.00325	360.6	147.8	-0.00828	-360.6	-147.8
5	0.00350	310.0	170.0	0.00299	308.8	160.0	-0.01455	-308.8	-160.0
6	0.00350	310.0	170.0	0.00311	308.8	160.0	-0.01179	-308.8	-160.0
7	0.00350	310.0	170.0	0.00294	308.8	160.0	-0.01610	-308.8	-160.0
8	0.00350	365.0	157.0	0.00330	360.6	147.8	-0.00816	-360.6	-147.8
9	0.00350	365.0	157.0	0.00330	360.6	147.8	-0.00816	-360.6	-147.8
10	0.00350	310.0	170.0	0.00294	308.8	160.0	-0.01610	-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	0.000006028	0.000024698	-0.002577813	----	----
2	0.000001951	0.000051047	-0.005782769	----	----
3	0.000006222	0.000023847	-0.002514973	----	----
4	0.000006222	0.000023847	-0.002514973	----	----
5	0.000001951	0.000051047	-0.005782769	----	----
6	0.000004286	0.000038297	-0.004339102	----	----
7	0.000002048	0.000055557	-0.006579785	----	----
8	0.000008553	0.000017906	-0.002433269	----	----
9	0.000008553	0.000017906	-0.002433269	----	----
10	0.000002048	0.000055557	-0.006579785	----	----

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 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 ² /m]
A.Eff	Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm ² /m] Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature.

RELAZIONE DI CALCOLO PILA 3/3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 09 CL	VI 02 05 003	B	47 di 65

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.

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	d z	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	0.00	18794.22	6636.15128.8	118.8	304.7	1.000	1.105	0.0	142.8(0.0)
2	S	0.00	29486.64	11054.50207.8	197.8	289.2	1.000	1.097	0.0	142.8(0.0)
3	S	0.00	17990.93	6300.99122.8	112.8	308.1	1.000	1.102	0.0	142.8(0.0)
4	S	0.00	17990.93	6300.99122.8	112.8	308.1	1.000	1.102	0.0	142.8(0.0)
5	S	0.00	29486.64	11054.50207.8	197.8	289.2	1.000	1.097	0.0	142.8(0.0)
6	S	0.00	24371.19	9344.11177.2	167.2	291.2	1.000	1.065	0.0	142.8(0.0)
7	S	7013.23	28152.15	11013.89207.1	197.1	286.6	1.000	1.060	90.9	142.8(0.0)
8	S	2656.43	13972.25	4557.13 94.5	81.6	343.6	1.000	1.061	83.2	142.8(0.0)
9	S	0.00	13972.25	4557.13 94.5	81.6	343.6	1.000	1.061	0.0	142.8(0.0)
10	S	0.00	28152.15	11013.89207.1	197.1	286.6	1.000	1.060	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	3.11	365.0	157.0	-15.1	-360.6	-147.8	5687	111.5
2	S	4.07	310.0	170.0	-54.1	-308.8	-160.0	28433	562.8
3	S	3.31	365.0	157.0	-20.5	-360.6	-147.8	8530	164.6
4	S	3.31	365.0	157.0	-20.5	-360.6	-147.8	8530	164.6
5	S	4.07	310.0	170.0	-54.1	-308.8	-160.0	28433	562.8

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 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; $=(e1 + e2)/(2*e1)$ 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 = $0.6 S_{max} / E_s$ [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
Mx fess.	Massima distanza tra le fessure [mm]
My fess.	Apertura fessure in mm calcolata = $sr \max*(e_{sm} - e_{cm})$ [(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	-0.00008	0	0.500	26.0	87	0.00005 (0.00005)	521	0.024 (0.20)	50067.01	66716.21
2	S	-0.00029	0	0.500	26.0	87	0.00016 (0.00016)	519	0.084 (0.20)	48240.57	13078.05
3	S	-0.00011	0	0.500	26.0	87	0.00006 (0.00006)	525	0.032 (0.20)	42725.06	60173.99
4	S	-0.00011	0	0.500	26.0	87	0.00006 (0.00006)	525	0.032 (0.20)	42725.06	60173.99

RELAZIONE DI CALCOLO PILA 3/3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 09 CL	VI 02 05 003	B	48 di 65

5 S -0.00029 0 0.500 26.0 87 0.00016 (0.00016) 519 0.084 (0.20) 48240.57 13078.05

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	2.38	310.0	170.0	-3.6	-308.8	-160.0	1558	42.5
2	S	3.03	310.0	170.0	-18.2	-308.8	-160.0	9779	212.4
3	S	2.49	310.0	170.0	-6.5	-308.8	-160.0	3376	79.6
4	S	2.49	310.0	170.0	-6.5	-308.8	-160.0	3376	79.6
5	S	3.31	310.0	170.0	-31.6	-308.8	-160.0	19503	419.4

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	-0.00002	0	0.500	26.0	87	0.00001 (0.00001)	458	0.005 (0.20)	117681.67	86646.89
2	S	-0.00010	0	0.500	26.0	87	0.00005 (0.00005)	499	0.027 (0.20)	66734.93	24391.75
3	S	-0.00004	0	0.500	26.0	87	0.00002 (0.00002)	483	0.009 (0.20)	83152.18	69374.81
4	S	-0.00004	0	0.500	26.0	87	0.00002 (0.00002)	483	0.009 (0.20)	83152.18	69374.81
5	S	-0.00017	0	0.500	26.0	87	0.00009 (0.00009)	501	0.048 (0.20)	55707.45	16840.91

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	1.30	310.0	170.0	5.8	-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 :

$$N_{\max} = 7704 \text{ kN (CC. SLU)}$$

$$N_{\max} = 8061 \text{ kN (CC. SLV } q=1.36)$$

$$T_{\max} = 844 \text{ kN (CC. SLV } q=1.36)$$

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_p (con d_p altezza utile della sezione del plinto).

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

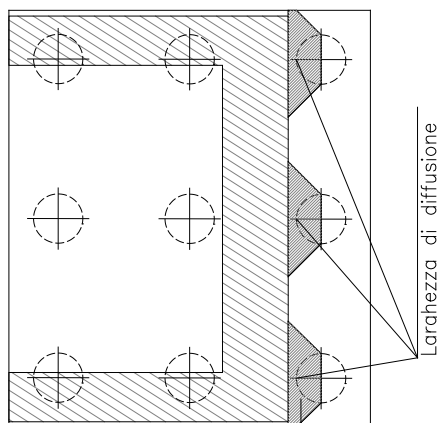
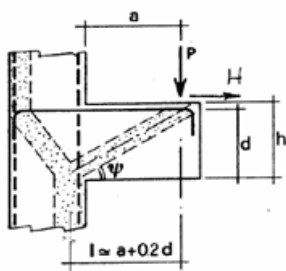


Figura 1 – Diffusione delle azioni dal palo alla pila

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 PUNTONE.



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

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

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

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

RELAZIONE DI CALCOLO PILA 3/3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 09 CL	VI 02 05 003	B	50 di 65

Dati di progetto

$b(m) =$	3.75	m	dimensione trasversale verifica
$P_{Ed} (KN) =$	8061.00	KN	Carico complessivo VERTICALE sulla fascia di dimensione b
$H_{Ed} (KN) =$	844.00	KN	Carico complessivo ORIZZONTALE sulla fascia di dimensione b
$a(m) =$	3.00	m	distanza P da incastro
$h(m) =$	3.00	m	spessore mensola
$\delta(m) =$	0.10	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)

Caratteristiche Materiali

$f_{cd} =$	14.1	MPa	Calcestruzzo
$f_{yd} =$	391.0	MPa	Acciaio

Caratteristiche Armature di Progetto

<u>Registro tipo</u>	R1						
$n^{\circ} R1 =$	1	$\phi 1(mm) =$	24.0	$p1(cm) =$	10.0	$\theta 1^{\circ} =$	0.0
$A_{\phi i} (mm^2) =$	452.39	$nb \text{ tot } 1 =$	37.5	$A_{\phi \text{ TOT}} (mm^2) =$	16964.59	$A_{\phi \text{ CAL}} (mm^2) =$	16964.59
<u>Registro tipo</u>	R2						
$n^{\circ} R2 =$	1	$\phi 2(mm) =$	24.0	$p2(cm) =$	10.0	$\theta 2^{\circ} =$	0.0
$A_{\phi i} (mm^2) =$	452.39	$nb \text{ tot } 2 =$	37.5	$A_{\phi \text{ TOT}} (mm^2) =$	16964.59	$A_{\phi \text{ CAL}} (mm^2) =$	16964.59
<u>Registro tipo</u>	R3						
$n^{\circ} R3 =$	0	$\phi 3(mm) =$	26.0	$p3(cm) =$	10.0	$\theta 3^{\circ} =$	0.0
$A_{\phi i} (mm^2) =$	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 $L=30.0m$

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

$$M = T * \alpha$$

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

$$N_{\max} = 9615 \text{ kN} \quad T = 1045 \text{ kN} \quad M = 1045 * 3.1 = 2074 \text{ kNm}$$

$$N_{\min} = -3584 \text{ kN} \quad T = 1045 \text{ kN} \quad M = 1045 * 3.1 = 3240 \text{ kNm}$$

$$N = -3584 \text{ kN} \quad T = 1045 \text{ kN} \quad M_{\max} = 1045 * 3.1 = 3240 \text{ kNm}$$

Caratteristiche della sezione:

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

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

La lunghezza del palo è pari a $L = 30.00m$

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 ²
	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 ²
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



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

RELAZIONE DI CALCOLO PILA 3/3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 09 CL	VI 02 05 003	B	52 di 65

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 equidistanti 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	7704.00	995.00	0.00	321.00	0.00
2	-47.00	995.00	0.00	321.00	0.00
3	9615.00	3240.00	0.00	1045.00	0.00
4	-3584.00	3240.00	0.00	1045.00	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	5452.00	689.00	0.00
2	1303.00	689.00	0.00



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

RELAZIONE DI CALCOLO PILA 3/3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 09 CL	VI 02 05 003	B	53 di 65

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	4682.00	493.00 (2546.58)	0.00 (0.00)
2	1801.00	493.00 (4524.15)	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	7704.00	995.00	0.00	7704.22	8118.10	0.00	8.16	318.6(53.0)
2	S	-47.00	995.00	0.00	-47.18	6421.26	0.00	6.45	318.6(53.0)
3	S	9615.00	3240.00	0.00	9614.93	8229.95	0.00	2.54	318.6(53.0)
4	S	-3584.00	3240.00	0.00	-3583.97	4997.56	0.00	1.54	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 Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
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	0.00299	0.0	65.0	-0.00360	0.0	-65.0
2	0.00350	0.0	75.0	0.00269	0.0	65.0	-0.00789	0.0	-65.0
3	0.00350	0.0	75.0	0.00304	0.0	65.0	-0.00301	0.0	-65.0
4	0.00350	0.0	75.0	0.00239	0.0	65.0	-0.01210	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	0.000050696	-0.000302200	----	----
2	0.000000000	0.000081344	-0.002600786	----	----
3	0.000000000	0.000046492	0.000013118	----	----
4	0.000000000	0.000111416	-0.004856186	----	----

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.[cm²/m]
A.Eff Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm²/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	321.00	3966.39	3664.16117.3	94.9	137.0	2.500	1.250	3.5	39.5(0.0)
2	S	321.00	3427.63	4122.79120.1	106.8	131.5	2.500	1.000	3.1	39.5(0.0)
3	S	1045.00	3852.08	3577.18117.3	92.6	136.3	2.500	1.250	11.5	39.5(0.0)
4	S	1045.00	3348.27	4410.73124.2	114.2	120.1	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 [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	0.0	0.0	16.8	0.0	-65.0	----	----
2	S	2.39	0.0	0.0	-20.6	0.0	-65.0	1409	53.1

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

RELAZIONE DI CALCOLO PILA 3/3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 09 CL	VI 02 05 003	B	55 di 65

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	-0.00012	0	0.500	26.0	87	0.00006 (0.00006)	413	0.026 (0.20)	1895.30	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	3.17	0.0	0.0	17.2	0.0	-65.0	----	----
2	S	1.90	0.0	0.0	-2.5	0.0	-65.0	364	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	-0.00002	0	0.500	26.0	87	0.00001 (0.00001)	599	0.005 (0.20)	4524.15	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 ⁴
Altezza pila	h1	13.1	m
Altezza baricentro impalcato	h2	2.7	m
Altezza totale	h=h1+h2	15.8	
Rigidezza Pila asse y	K	238444626	N/m
Forza agente in fase sismica in dir.x	F	6627	kN
Fattore di struttura	q	1	

RELAZIONE DI CALCOLO PILA 3/3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 09 CL	VI 02 05 003	B	58 di 65

Spostamento testa pila	$d_{Ee} = F/K$	0.028	m	
μ_d (par.7.3.3.3 NTC)		1		
Spostamento testa pila (par.7.3.3.3 NTC)	$d_E = d_{Ee} * \mu_d$	0.028	m	
k1		0.45		
k2		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	$4 * d_E * k_2$	0.061	m	
E3	$2 * d_{ij \max}$	0.235	m	
EL	$k_1 * (E_1 + E_2 + E_3)$	0.117	m	Spalla - Spalla
EL	$k_1 * (E_1 + E_2 + E_3)$	0.145	m	Spalla - Pila
EL	$k_1 * (E_1 + E_2 + E_3)$	0.173	m	Pila - Pila
EL min 1		0.165	m	
EL min 2		0.100	m	
EL min	$\max(EL_{min1}; EL_{min2})$	0.165	m	
EL progetto	$\max(EL; EL_{min}; E_i)$	0.235	m	Spalla - Spalla
EL progetto	$\max(EL; EL_{min}; E_i)$	0.235	m	Spalla - Pila
EL progetto	$\max(EL; EL_{min}; E_i)$	0.235	m	Pila - Pila
Corsa apparecchi di appoggio mobili	par 2.5.2.1.5.2	0.147	+/- m	Spalla - Spalla
Corsa apparecchi di appoggio mobili	par 2.5.2.1.5.5	0.147	+/- m	Spalla - Pila
Corsa apparecchi di appoggio mobili	par 2.5.2.1.5.5	0.147	+/- m	Pila - Pila
Escursione dei giunti	par 2.5.2.1.5.3	0.128	+/- m	Spalla - Spalla
Escursione dei giunti	par 2.5.2.1.5.3	0.128	+/- m	Spalla - Pila

RELAZIONE DI CALCOLO PILA 3/3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 09 CL	VI 02 05 003	B	59 di 65

Escursione dei giunti	par 2.5.2.1.5.3	0.128	+/- m	Pila - Pila
Ampiezza dei varchi 'V'	par 2.5.2.1.5.4	0.138	m	Pila - Pila
Ritegni sismici	par 2.5.2.1.5.5	0.128	m	Pila - Pila

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:

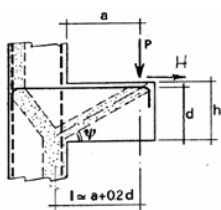
$$P_{max} = 6855 \text{ kN}$$

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

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

$$H = 0,50 \text{ m}$$

VERIFICA - MECCANISMO TIRANTE PUNTO.



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

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

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

Pr : Portanza mensola in termini di resistenza della Biella compressa

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

CONDIZIONI DI VERIFICA

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

Dati di progetto

b(m)=	5.20	m	dimensione trasversale verifica
P _{Ed} (KN) =	6855	KN	Carico complessivo VERTICALE sulla fascia di dimensione b
H _{Ed} (KN) =	0.00	KN	Carico complessivo ORIZZONTALE sulla fascia di dimensione b
a(m) =	0.55	m	distanza P da incastro
h(m) =	0.50	m	spessore mensola
δ(m) =	0.06	m	copriferro riferito al baricentro delle armature compressive in trazione
d(m) =	0.44	m	altezza utile
l(m) =	0.64	m	a+0,2d
λ =	1.61		λ=ctgψ≧l/(0,9d)

Tipo di mensola (Valutazione coefficiente C)

sblazi di travi (con staffatura) ▼

c(m) = 1.50

Caratteristiche Materiali

fcd =	18.8	MPa	Calcestruzzo
fyd =	391.0	MPa	Acciaio

Caratteristiche Armature di Progetto

Registro tipo	R1				
n° R1 =	1	φ1(mm) =	26.0	p1(cm) =	10
A _φ i (mm ²) =	530.93	nb tot 1 =	54.2	A _φ TOT (mm ²) =	28758.64
				A _φ CAL(mm ²) =	28758.64
Registro tipo	R2				
n° R2 =	0	φ2(mm) =	20.0	p2(cm) =	9.6
A _φ i (mm ²) =	314.16	nb tot 2 =	0.0	A _φ TOT (mm ²) =	0.00
				A _φ CAL(mm ²) =	0.00
Registro tipo	R3				
n° R3 =	0	φ3(mm) =	26.0	p3(cm) =	10.0
A _φ i (mm ²) =	530.93	nb tot 3 =	0.0	A _φ TOT (mm ²) =	0.00
				A _φ CAL(mm ²) =	0.00

Verifiche di resistenza

ψ = 0.555 rad = 31.83 °

P_{RS} = 6979.4 KN PR_s>PEd- Verifica Soddisfatta

P_{RC} = 7177.7 KN PR_c>PR_s - Verifica Soddisfatta

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

$$P_{max} = [(G1+G2)*L+0.2*Q]*a_{max} / 2 = 5010/2 = 2505 \text{ kN lato imp.cls}$$

$$P_{max} = [(G1+G2)*L+0.2*Q]*a_{max} / 2 = 6855/2 = 3428 \text{ kN lato imp.acciaio}$$

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

$$P_{max} = 2505 \text{ kN lato imp.cls}$$

$$P_{max} = 3428 \text{ kN lato imp.acciaio}$$



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

RELAZIONE DI CALCOLO PILA 3/3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 09 CL	VI 02.05.003	B	61 di 65

Le sollecitazioni vengono applicate ad una sezione avente le seguenti caratteristiche (lato imp.cls):

$$B = 1,30 \text{ m}$$

$$H = 1,6 \text{ m}$$

Le sollecitazioni vengono applicate ad una sezione avente le seguenti caratteristiche (lato imp.acciaio):

$$B = 1,60 \text{ m}$$

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

Dati di progetto

b(m)=	1.30	m	dimensione trasversale verifica
P _{Ed} (KN)=	2505	KN	Carico complessivo VERTICALE sulla fascia di dimensione b
H _{Ed} (KN)=	0.00	KN	Carico complessivo ORIZZONTALE sulla fascia di dimensione b
a(m)=	0.55	m	distanza P da incastro
h(m)=	1.60	m	spessore mensola
δ(m)=	0.06	m	copriferro riferito al baricentro delle armature complessive in trazione
d(m)=	1.54	m	altezza utile
l(m)=	0.86	m	a+0,2d
λ =	0.62		λ=ctgv≤1(0,9d).

Tipo di mensola (Valutazione coefficiente C)

sblazi di travi (con staffatura)

$$c(m) = 1.50$$

Caratteristiche Materiali

f _{cd} =	18.8	MPa	Calcestruzzo
f _{yd} =	391.0	MPa	Acciaio

Caratteristiche Armature di Progetto

Registro tipo	R1				
n° R1=	1	φ1(mm)=	22.0	p1(cm)=	10.0
A _{φ i} (mm ²)=	380.13	nb tot 1=	13.0	A _{φ TOT} (mm ²)=	4941.72
				A _{φ CAL} (mm ²)=	4941.72
Registro tipo	R2				
n° R2=	1	φ2(mm)=	22.0	p2(cm)=	10.0
A _{φ i} (mm ²)=	380.13	nb tot 2=	13.0	A _{φ TOT} (mm ²)=	4941.72
				A _{φ CAL} (mm ²)=	4941.72
Registro tipo	R3				
n° R3=	0	φ3(mm)=	26.0	p3(cm)=	10.0
A _{φ i} (mm ²)=	530.93	nb tot 3=	0.0	A _{φ TOT} (mm ²)=	0.00
				A _{φ CAL} (mm ²)=	0.00

Verifiche di resistenza

$$\Psi = 1.016 \text{ rad} = 58.24^\circ$$

$$P_{RS} = 6242.5 \text{ KN} \quad PR_s > PE_d - \text{Verifica Soddisfatta}$$

$$P_{RC} = 16326.1 \text{ KN} \quad PR_c > PR_s - \text{Verifica Soddisfatta}$$

Dati di progetto

b(m)=	1.60	m	dimensione trasversale verifica	
P _{Ed} (KN) =	3428	KN	Carico complessivo VERTICALE sulla fascia di dimensione b	2
H _{Ed} (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 compressive 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 _{cd} =	18.8	MPa	Calcestruzzo
f _{yd} =	391.0	MPa	Acciaio

Caratteristiche Armature di Progetto

Registro tipo	R1				
n° R1 =	1	φ1(mm) =	22.0	p1(cm) =	10
A _{φ i} (mm ²) =	380.13	nb tot 1 =	16.0	A _{φ TOT} (mm ²) =	6082.12
Registro tipo	R2				
n° R2 =	1	φ2(mm) =	22.0	p2(cm) =	10.0
A _{φ i} (mm ²) =	380.13	nb tot 2 =	16.0	A _{φ TOT} (mm ²) =	6082.12
Registro tipo	R3				
n° R3 =	0	φ3(mm) =	26.0	p3(cm) =	10.0
A _{φ i} (mm ²) =	530.93	nb tot 3 =	0.0	A _{φ TOT} (mm ²) =	0.00

Verifiche di resistenza

ψ =	0.988	rad	=	56.63	°
P _{RS} =	7220.3	KN	PR _s >PE _d - Verifica Soddisfatta		
P _{RC} =	17621.0	KN	PR _c >PR _s - 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:

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

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

Dati di progetto

$b(m) =$	0.80	m	dimensione trasversale verifica
$P_{Ed} (KN) =$	3428	KN	Carico complessivo VERTICALE sulla fascia di dimensione b
$H_{Ed} (KN) =$	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
$\delta(m) =$	0.10	m	copriferro riferito al baricentro delle armature compressive in trazione
$d(m) =$	0.70	m	altezza utile
$l(m) =$	0.39	m	$a+0,2d$
$\lambda =$	0.62		$\lambda = ctg\psi \leq l/(0,9d)$

Tipo di mensola (Valutazione coefficiente C)

sblazi di travi (con staffatura)

Caratteristiche Materiali

$f_{cd} =$	18.8	MPa	Calcestruzzo
$f_{yd} =$	391.0	MPa	Acciaio

Caratteristiche Armature di Progetto

Registro tipo	R1				
$n^{\circ} R1 =$	1	$\phi 1(mm) =$	24.0	$p1(cm) =$	10
$A_{\phi i} (mm^2) =$	452.39	$nb \text{ tot } 1 =$	8.0	$A_{\phi \text{ TOT}} (mm^2) =$	3619.11
Registro tipo	R2				
$n^{\circ} R2 =$	1	$\phi 2(mm) =$	20.0	$p2(cm) =$	10.0
$A_{\phi i} (mm^2) =$	314.16	$nb \text{ tot } 2 =$	8.0	$A_{\phi \text{ TOT}} (mm^2) =$	2513.27
Registro tipo	R3				
$n^{\circ} R3 =$	0	$\phi 3(mm) =$	26.0	$p3(cm) =$	10.0
$A_{\phi i} (mm^2) =$	530.93	$nb \text{ tot } 3 =$	0.0	$A_{\phi \text{ TOT}} (mm^2) =$	0.00

Verifiche di resistenza

$\psi =$	1.016	rad	=	58.24	°
$P_{RS} =$	3873.3	KN	PRs > PEd - Verifica Soddisfatta		
$P_{RC} =$	4566.7	KN	PRc > PRs - Verifica Soddisfatta		

Il pulvino è soggetto ad una forza verticale pari a:

$P_{max} = 9409 \text{ kN}$ (scarico massimo SLU appoggi)

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

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

$H = 2,0 \text{ m}$

RELAZIONE DI CALCOLO PILA 3/3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 09 CL	VI 02.05.003	B	64 di 65

Dati di progetto

$b(m) =$	3.40	m	dimensione trasversale verifica
$P_{Ed} (KN) =$	9409	KN	Carico complessivo VERTICALE sulla fascia di dimensione b
$H_{Ed} (KN) =$	282.27	KN	Carico complessivo ORIZZONTALE sulla fascia di dimensione b
$a(m) =$	1.80	m	distanza P da incastro
$h(m) =$	2.00	m	spessore mensola
$\delta(m) =$	0.10	m	copriferro riferito al baricentro delle armature compressive in trazione
$d(m) =$	1.90	m	altezza utile
$l(m) =$	2.18	m	$a+0,2d$
$\lambda =$	1.27		$\lambda = ctg\psi \leq l/(0,9d)$

Tipo di mensola (Valutazione coefficiente C)

sblazi di travi (con staffatura)

Caratteristiche Materiali

$f_{cd} =$	18.8	MPa	Calcestruzzo
$f_{yd} =$	391.0	MPa	Acciaio

Caratteristiche Armature di Progetto

Registro tipo R1

$n^{\circ} R1 =$	1	$\phi 1(mm) =$	26.0	$p1(cm) =$	10.0	$\theta 1^{\circ} =$	0.0
$A_{\phi i} (mm^2) =$	530.93	$nb \text{ tot } 1 =$	34.0	$A_{\phi} \text{ TOT} (mm^2) =$	18051.58	$A_{\phi} \text{ CAL}(mm^2) =$	18051.58

Registro tipo R2

$n^{\circ} R2 =$	1	$\phi 2(mm) =$	26.0	$p2(cm) =$	10.0	$\theta 2^{\circ} =$	0.0
$A_{\phi i} (mm^2) =$	530.93	$nb \text{ tot } 2 =$	34.0	$A_{\phi} \text{ TOT} (mm^2) =$	18051.58	$A_{\phi} \text{ CAL}(mm^2) =$	18051.58

Registro tipo R3

$n^{\circ} R3 =$	0	$\phi 3(mm) =$	26.0	$p3(cm) =$	10.0	$\theta 3^{\circ} =$	0.0
$A_{\phi i} (mm^2) =$	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

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	28.0	7254	-	5101	4862
VI02	Pila 4	1200	9	31.0	6644	-2432	4186	3578
VI02	Pila 24	1500	9	33.0	9689	-2993	6359	5294
VI02	Pila 32	1500	9	30.0	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