

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

VI04 - Viadotto ferroviario a Singolo Binario

Relazione di calcolo Pile 4/5

SCALA:

-

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

RS3V 40 D 09 CL VI0405 004 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	A. Vittozzi Marzo 2020	
B	EMISSIONE ESECUTIVA	P.Valente	Marzo 2020	A.Ferri	Marzo 2020	F. Sparacino	Marzo 2020		

File: RS3V40D09CLVI0405004B.docx

n. Elab.: 882

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

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	Calcolo delle sollecitazioni in testa pali.....	30
4.6.10	Riepilogo risultati.....	30
4.7	SOLLECITAZIONI.....	32
4.7.1	Base Pila	32
4.7.2	Plinto di fondazione.....	34
4.8	PALI DI FONDAZIONE	37
4.8.1	Scalzamento.....	38
4.9	VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI.....	40
4.9.1	Pila	40
4.9.2	Zattera di fondazione.....	50
4.9.3	Palo di fondazione L=39.0m	52
4.9.4	Escursione Longitudinale, giunti e varchi.....	57
4.9.5	Ritegni sismici, baggioli, pulvini	61
5	SINTESI DELLE VERIFICHE GEOTECNICHE	66

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 **VI04** 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 04** 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 VI04 è previsto a singolo binario dal km 9+856 (asse giunto spalla A) al km 10+216 per uno sviluppo complessivo di 360.09 m ed è costituito da 4 campate isostatiche di luce 25m in c.a.p., 4 campate in acciaio-cls da 40 m e 2 campate in acciaio-cls da 50 m, in corrispondenza dello scavalco dell'autostrada Palermo-Catania e degli affluenti del fiume Dittaino.

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

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.

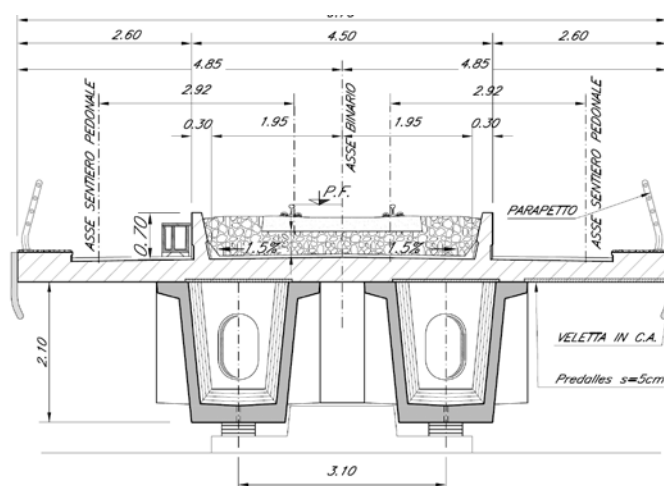


Figura 1 - Sezione trasversale campate in c.a.p. L=25 m

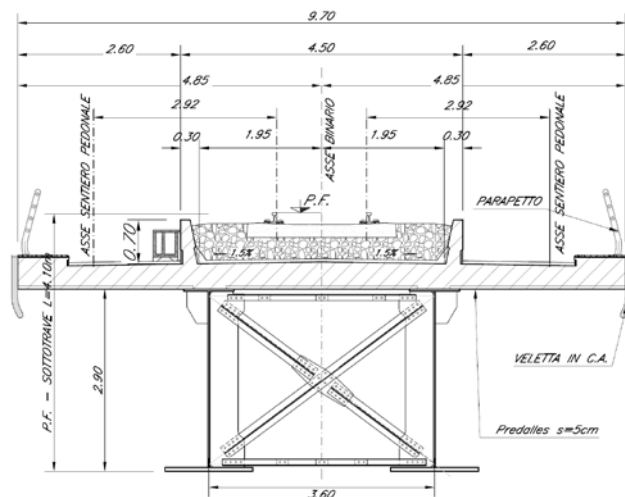


Figura 2 - Sezione trasversale campate in acciaio-clc L=40 m

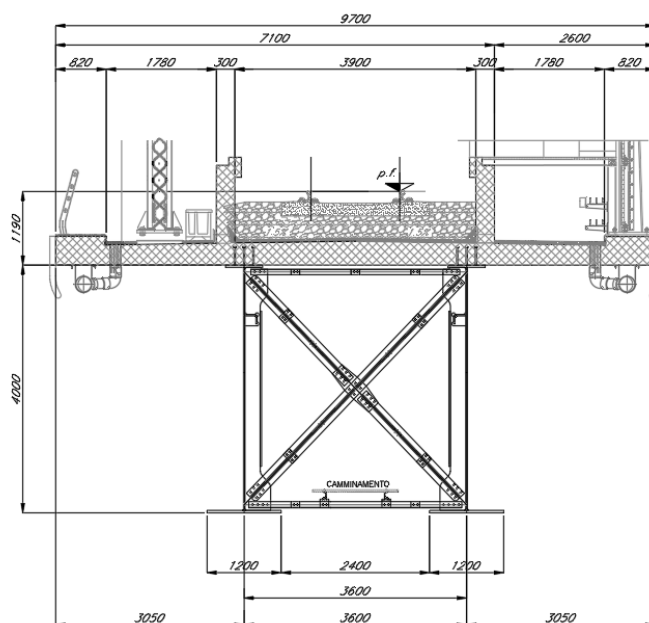


Figura 3 - Sezione trasversale campate in acciaio-clc L=50 m

1.2 Aspetti legati alle opere di fondazione

Le fondazioni del Viadotto - VI04, 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 VI04 - Viadotto ferroviario a Singolo Binario					
	RELAZIONE DI CALCOLO PILA 4/5	COMMESSA RS3V	LOTTO 40	CODIFICA D 09 CL	DOCUMENTO VI 04 05 004	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.

	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA - CATANIA - PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO - CATANIA PROGETTO DEFINITIVO VI04 - Viadotto ferroviario a Singolo Binario					
	RELAZIONE DI CALCOLO PILA 4/5	COMMESSA RS3V	LOTTO 40	CODIFICA D 09 CL	DOCUMENTO VI 04 05 004	REV. B

3.1 Verifica S.L.E.

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

3.1.1 Verifiche alle tensioni

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

Strutture in c.a.

Tensioni di compressione del calcestruzzo

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

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

Tensioni di trazione nell'acciaio

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

3.1.2 Verifiche a fessurazione

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

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

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

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

RELAZIONE DI CALCOLO PILA 4/5

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 09 CL	VI 04 05 004	B	9 di 66

		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 VI04 - Viadotto ferroviario a Singolo Binario					
	RELAZIONE DI CALCOLO PILA 4/5	COMMESSA RS3V	LOTTO 40	CODIFICA D 09 CL	DOCUMENTO VI 04 05 004	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 22.70m.

Il pulvino è costituito da una sezione piena di dimensione 3.4x 8.60m ed altezza 3.00m.

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.

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	0.00	0.80	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	0.00	0.80	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	0.00	0.40	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	0.00	0.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.20	0.00	0.00	Comb. MTmax Q serpeggio
0.00	0.00	1.45	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.80	0.00	0.00	0.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.20	0.00	Comb. MLmax Qr
0.00	0.00	1.45	0.00	0.00	0.00	0.50	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.40	0.00	0.00	0.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.20	0.00	Comb. MLmax Q frenatura
0.00	0.00	0.73	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.50	0.00	0.00	0.00	0.80	0.00	0.00	0.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.20	0.00	Comb. MLmax Q centrifuga
0.00	0.00	0.73	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.50	0.00	0.00	0.00	0.80	0.00	0.00	0.40	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	0.00	0.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Vento Ponte Scarico
0.90	0.90	0.00	0.00	0.60	0.60	0.00	0.60	0.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Vento Ponte Carico
1.35	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	Attrito permanente
1.45	1.45	1.45	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.00	0.00	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	Attrito carichi mobili
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	0.30	1.00	0.30	1.00	0.30	Sisma longitudinale
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	1.00	0.30	1.00	0.30	0.30	Sisma trasversale
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.30	0.30	-0.30	-0.30	-1.00	Sisma verticale
0.00	0.00	0.90	0.00	0.00	0.00	0.60	0.00	0.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Vento x
0.90	0.90	0.00	1.50	0.60	0.60	0.00	0.60	0.60	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Vento y

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

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

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

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

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

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

4.4 Sistemi di riferimento ed unità di misura

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

4.5 Geometria della Pila

Generali			
Peso cls	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_{sp}	0.45	m
Distanza piano appoggi-intradosso plinto	H_1	26.15	m
Pulvino			
Altezza	H_p	3.00	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	22.70	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	16.50	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	▼	Ko = 0.426	▼
Sisma			
S_s		1.495	
a_g		0.131	
Coefficiente sismico orizzontale	k_h	0.196	

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	40	m
Peso Proprio	G ₁	131	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	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

Impalcato (dx)			
N° Binari		1	
Lunghezza	L	50	m
Peso Proprio	G1	135	kN/m
Permanenti portati	G2	120	kN/m
Ballast	G2	0	kN/m
n° totale appoggi sulla pila	n	2	
Reazione appoggio i = (G ₁ *L/2)/n	R _i	1687.5	kN
Reazione appoggio i = (G ₂ *L/2)/n	R _i	1500.0	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):

RELAZIONE DI CALCOLO PILA 4/5

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 09 CL	VI 04 05 004	B	17 di 66

SX									
SEZIONE MISTA 40 ML SINGOLO BINARIO									
APPOGGIO	REAZIONE	y	REAZ. LM71	REAZ. SW2	α LM71	α SW2	ϕ 3	REAZ. LM71	REAZ. SW2
1	0.530	1.8	1841	2617	1.1	1	1.09	2211	2858
2	0.470	-1.8	1841	2617	1.1	1	1.09	2211	2858
dx									
SEZIONE MISTA 50 ML SINGOLO BINARIO									
APPOGGIO	REAZIONE	y	REAZ. LM71	REAZ. SW2	α LM71	α SW2	ϕ 3	REAZ. LM71	REAZ. SW2
1	0.530	1.8	2241	2305	1.1	1	1.05	2591	2423
2	0.470	-1.8	2241	2305	1.1	1	1.05	2591	2423
dx ML max									
SEZIONE MISTA 50 ML SINGOLO BINARIO									
APPOGGIO	REAZIONE	y	REAZ. LM71	REAZ. SW2	α LM71	α SW2	ϕ 3	REAZ. LM71	REAZ. SW2
1	0.530	1.8	2540	3302	1.1	1	1.05	2936	3470
2	0.470	-1.8	2540	3302	1.1	1	1.05	2936	3470

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

REAZIONI VINCOLARI [kN,m]

SX

Appoggio	A			B			biz
	FZ	FX	FY	FZ	FX	FY	
Descrizione carico	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[m]
Peso proprio g1	1310			1310			0.00
Permanenti G2	1200			1200			0.00
Ballast							0.00
Comb. Nmax Qv	1515			1343			0.00
Comb. Nmax Q frenatura		0			0		3.00
Comb. Nmax Q centrifuga			82			82	4.80
Comb. Nmax Q serpeggio			13			13	3.00
Comb. MTmax Qv	1172			1039			0.00
Comb. MTmax Q frenatura		0			0		3.00
Comb. MTmax Q centrifuga			125			125	4.80
Comb. MTmax Q serpeggio			13			13	3.00
Comb. MLmax Qv	0			0			0.00
Comb. MLmax Q frenatura		0			0		3.00
Comb. MLmax Q centrifuga							0.00
Comb. MLmax Q serpeggio						0	3.00
Vento Ponte Scarico			197			197	3.15
Vento Ponte Carico			328			328	3.50
Attrito permanente		75	75		75	75	0.00
Attrito carichi mobili		45	45		40	40	0.00
q=1.5	Sisma longitudinale						2.30
	Sisma trasversale			1448		1448	2.30
	Sisma verticale	415			415		0.00
q=1.36	Sisma longitudinale		0		0		2.30
	Sisma trasversale			1597		1597	2.30
	Sisma verticale	415			415		0.00
q=1	Sisma longitudinale		0		0		2.30
	Sisma trasversale			2172		2172	2.30
	Sisma verticale	415			415		0.00

REAZIONI VINCOLARI [kN,m]

dx

Appoggio	A			B			biz
	FZ	FX	FY	FZ	FX	FY	
Descrizione carico	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[m]
Peso proprio g1	1688			1688			0.00
Permanenti G2	1500			1500			0.00
Ballast							0.00
Comb. Nmax Qv	1284			1139			0.00
Comb. Nmax Q frenatura		753			753		3.00
Comb. Nmax Q centrifuga			103			103	4.80
Comb. Nmax Q serpeggio			13			13	3.00
Comb. MTmax Qv	1373			1218			0.00
Comb. MTmax Q frenatura		753			753		3.00
Comb. MTmax Q centrifuga			145			145	4.80
Comb. MTmax Q serpeggio			13			13	3.00
Comb. MLmax Qv	1839			1631			0.00
Comb. MLmax Q frenatura		753			753		3.00
Comb. MLmax Q centrifuga			145			145	4.80
Comb. MLmax Q serpeggio			25			25	3.00
Vento Ponte Scarico			247			247	3.15
Vento Ponte Carico			410			410	3.50
Attrito permanente		96	96		96	96	0.00
Attrito carichi mobili		55	55		49	49	0.00
q _{1,5}	Sisma longitudinale	3113			3113		2.30
	Sisma trasversale		1448			1448	2.30
	Sisma verticale	415			415		0.00
q _{1,30}	Sisma longitudinale		3433		3433		2.30
	Sisma trasversale			1597		1597	2.30
	Sisma verticale	415			415		0.00
q ₁	Sisma longitudinale		4670		4670		2.30
	Sisma trasversale			2172		2172	2.30
	Sisma verticale	415			415		0.00

4.6.3 Azione del Vento

Azione del Vento - generale - NTC e EC 1-1-4:2005				
		scarico	carico	
Condizione (ponte carico o scarico)				
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)	$v_b = v_{b0} * (1 + k_s(a_s/a_0 - 1))$	28	28	m/s
Periodo di ritorno considerato	TR	112.5	112.5	anni
	α_R	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	$q_b = 0.5 * \rho * v_b^2$	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	28	28	m
Coefficiente di topografia	ct	1	1	
Coefficiente di esposizione (z)	ce(z)	3.04	3.04	
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	3.04	3.04	
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	19.7	32.8	kN/m
Pressione statica equivalente	p=f/d	3.29	3.56	kN/mq
Pressione statica equivalente (minima considerata)	pmin	1.5	1.5	kN/mq
Forza statica equivalente a m/l considerata	f	19.7	32.8	kN/m
Vento impalcato a ponte scarico				
		sx	dx	
Forza statica equivalente	f	19.7	19.7	kN/m
Luce impalcato	L	40	50	m
Forza trasversale al piano appoggi	FT=f*L/2	394	493	kN/m
Vento impalcato a ponte carico				
Forza statica equivalente	f	32.8	32.8	kN/m
Luce impalcato	L	40	50	m
Forza trasversale al piano appoggi	FT=f*L/2	655	819	kN/m

RELAZIONE DI CALCOLO PILA 4/5

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 09 CL	VI 04 05 004	B	20 di 66

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	25.70	25.7	m
Coefficiente di topografia	ct	1	1	
Coefficiente di esposizione (z)	ce(z)	2.98	2.98	
		dir.x	dir.x	
Altezza (dir.z)	h	3.00	22.70	m
Larghezza in direz. Ortogonale al vento	b	8.6	8.6	m
Larghezza in direz. Parallela al vento	d	3.4	3.4	m
Rapporto di forma	d/b	0.40	0.40	
Coefficiente di forza (figura 7.23 EC)	cfx	2.22	2.22	
Raggio di arrotondamento (figura 7.24 EC)	r	1.2	1.2	m
Rapporto di forma II	r/b	0.14	0.14	
Fattore di riduzione (figura 7.24 EC)	Ψ	0.65	0.65	
Pressione di riferimento	$q=\Psi*cfx*ce*qb$	2.31	2.31	kN/mq
Area investita dal vento	$A=b*h$	25.8	195.22	mq
Forza statica equivalente	$F=q*A$	60	450	kN
		dir.y	dir.y	
Altezza (dir.z)	h	3.00	22.70	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	$q=\Psi*cfx*ce*qb$	1.19	1.19	kN/mq
Area investita dal vento	$A=b*h$	10.2	77.18	mq
Forza statica equivalente	$F=q*A$	12	92	kN
Riepilogo				
Vento x				
Pulvino	F	60	kN	
Pila	F	450	kN	
Distanza tra spiccato fusto e testa pulvino	bz	25.70	m	
Forza totale	F Tot	510	kN	
Vento y				
Pulvino	F	12	kN	
Pila	F	92	kN	
Distanza tra spiccato fusto e testa pulvino	bz	25.70	m	
Forza totale	F Tot	104	kN	

	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA - CATANIA - PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO - CATANIA PROGETTO DEFINITIVO VI04 - Viadotto ferroviario a Singolo Binario					
	RELAZIONE DI CALCOLO PILA 4/5	COMMESSA RS3V	LOTTO 40	CODIFICA D 09 CL	DOCUMENTO VI 04 05 004	REV. B

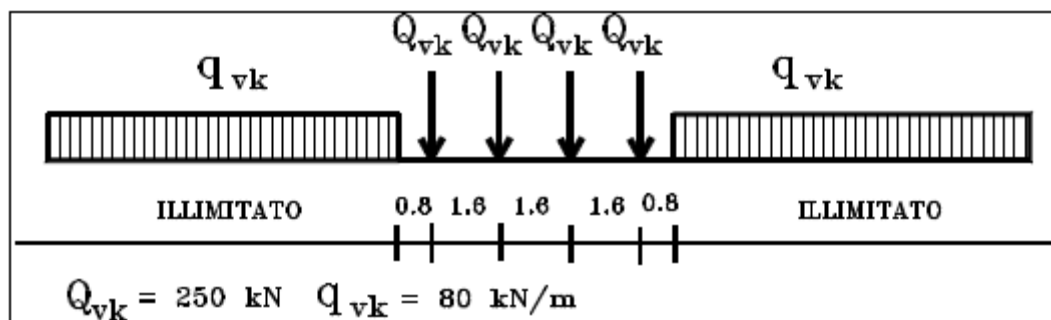
4.6.4 Carichi da traffico verticali

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

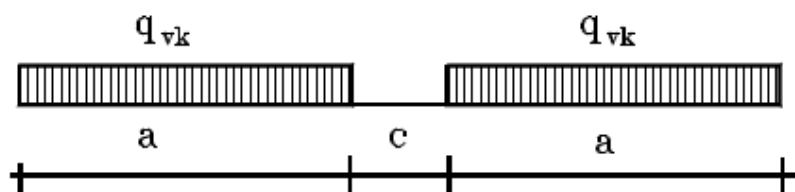
Carichi concentrati: quattro assi da 250 kN disposti ad interasse di 1,60 m;

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	50	m
L _{calc}	50	per Treno LM 71
	30	per Treno SW/0
	43	per SW/2
Q _{lb,k}	1100	per Treno LM 71
Q _{lb,k}	660	per Treno SW/0
Q _{lb,k}	1505	per SW/2
Q _{lb,k} (filtrata) per Treno LM 71	1100	kN
Q _{lb,k} (filtrata) per Treno SW/0	660	kN
Q _{lb,k} (filtrata) per SW/2	1505	kN

Avviamento		
L	50	m
L _{calc}	50	per Treno LM 71
	30	per Treno SW/0
	43	per SW/2
Q _{la,k}	1815	per Treno LM 71
Q _{la,k}	1089	per Treno SW/0
Q _{la,k}	1419	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 4/5

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 09 CL	VI 04 05 004	B	23 di 66

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	40	m	L ₀	38	m
velocità di progetto	160	km/h	ϕ_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	

Forza centrifuga dx

L	50	m	L ₀	48	m
velocità di progetto	160	km/h	ϕ_3 Coeff. Dinamico	1.051	
raggio planimetrico	1300	m			
f	0.79	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	129	Per V>120 km/h						
	101	Per V<120 km/h						
Qtk scelto	129							
qtk	10	Per V>120 km/h	qtk	9	Per V=100 km/h	qtk	10	Per V=100 km/h
	8	Per V<120 km/h						
qtk scelto	10							
L calc= L-6.4m	43.6	m	L calc	30	m	L calc	43	m
qtk*Lcalc	450	kN	qtk*Lcalc	279	kN	qtk*Lcalc	411	kN
FT= (qtk*Lcalc + qtk)/2	290	kN	FT= qtk*Lcalc /2	140		FT= qtk*Lcalc /2	205	

	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA - CATANIA - PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO - CATANIA PROGETTO DEFINITIVO VI04 - Viadotto ferroviario a Singolo Binario					
	RELAZIONE DI CALCOLO PILA 4/5	COMMESSA RS3V	LOTTO 40	CODIFICA D 09 CL	DOCUMENTO VI 04 05 004	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: LATTITUDINE:

Ricerca per comune

REGIONE: PROVINCIA: COMUNE:

Controllo sul reticolo

Sito esterno al reticolo

Interpolazione su 3 nodi

Interpolazione corretta

Interpolazione:

Elaborazioni grafiche

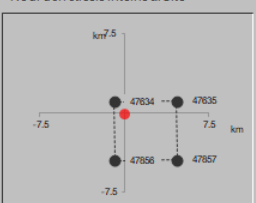
Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri


Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito



Reticolo di riferimento



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, la "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_{n1} info

Coefficiente d'uso della costruzione - c_u info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_{r1} 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 parametri azione
- 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 $S_B = 1.495$ $C_C = 1.290$ info

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

Compon. orizzontale

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

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

Compon. verticale

Spettro di progetto Fattore q_v $\eta_1 = 0.667$ 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, $\xi = 5\%$)

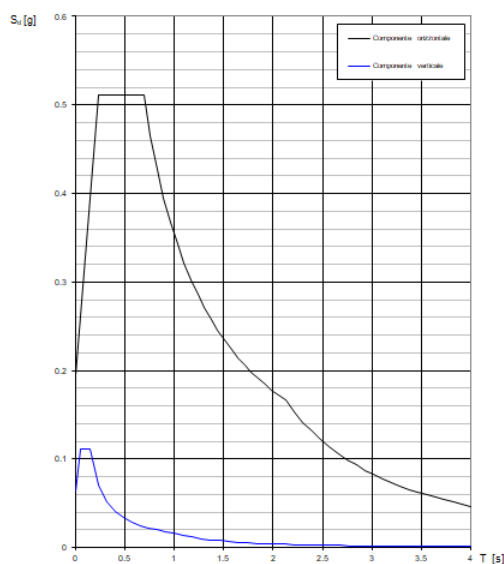
Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato lim SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_n	0.131 g
F_n	2.619
T_c^*	0.536 s
S_s	1.495
C_c	1.290
S_r	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.495
η	1.000
T_B	0.231 s
T_C	0.692 s
T_D	2.123 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	13719	kN
Massa efficace pila dir. x	mpx	4477	kN
Massa complessiva dir. x	mix + mpx	18196	kN
1/5 Massa sismica impalcato dir. x	mix/5	2744	kN
Verifica requisito dir. x		no	
Massa sismica impalcato dir. y	mi _y	12451	kN
Massa efficace pila dir. Y	mp _y	4477	kN
Massa complessiva dir. Y	mi _y + mp _y	16928	kN
1/5 Massa sismica impalcato dir. Y	mi _y /5	2490	kN
Verifica requisito dir. Y		no	
Massa sismica impalcato dir. z	miz	12451	kN
Massa efficace pila dir. Z	mp _z	4477	kN
Massa complessiva dir. Z	miz + mp _z	16928	kN
1/5 Massa sismica impalcato dir. Z	miz/5	2490	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	85664270.98	N/m
Rigidezza Pila asse x	K _x	384715342.3	N/m
rigidezza Pila asse z	K _z	16301229572	N/m
Periodo x	T _x	0.92	s
Periodo y	T _y	0.42	s
Periodo z	T _z	0.06	s
Accelerazione orizzontale Se(Tx) direzione x	a _g x	0.51	
Accelerazione orizzontale Se(Ty) direzione y	a _g y	0.51	
Accelerazione Verticale Se(Tz) direzione z	a _g z	0.10	
q=1.5			
Accelerazione orizzontale Sd(Tx) direzione x	a _g x	0.34	
Accelerazione orizzontale Sd(Ty) direzione y	a _g y	0.34	
Accelerazione Verticale Sd(Tz) direzione z	a _g z	0.10	
q=1.36			
Accelerazione orizzontale Sd(Tx) direzione x	a _g x	0.38	
Accelerazione orizzontale Sd(Ty) direzione y	a _g y	0.38	
Accelerazione Verticale Sd(Tz) direzione z	a _g z	0.10	
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	0.098	
Condizione Sismica - Taglianti Totali			
q=1.5			
Tagliante direzione x	F x	6225	kN
Tagliante direzione y	F y	5791	kN
Tagliante direzione z	F z	1658	kN
q=1.36			
Tagliante direzione x	F x	6865	kN
Tagliante direzione y	F y	6387	kN
Tagliante direzione z	F z	1658	kN
q=1			
Tagliante direzione x	F x	9337	kN
Tagliante direzione y	F y	8686	kN
Tagliante direzione z	F z	1658	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 rigidità non fessurata e fessurata con riduzione della rigidità pari ad al 50%.

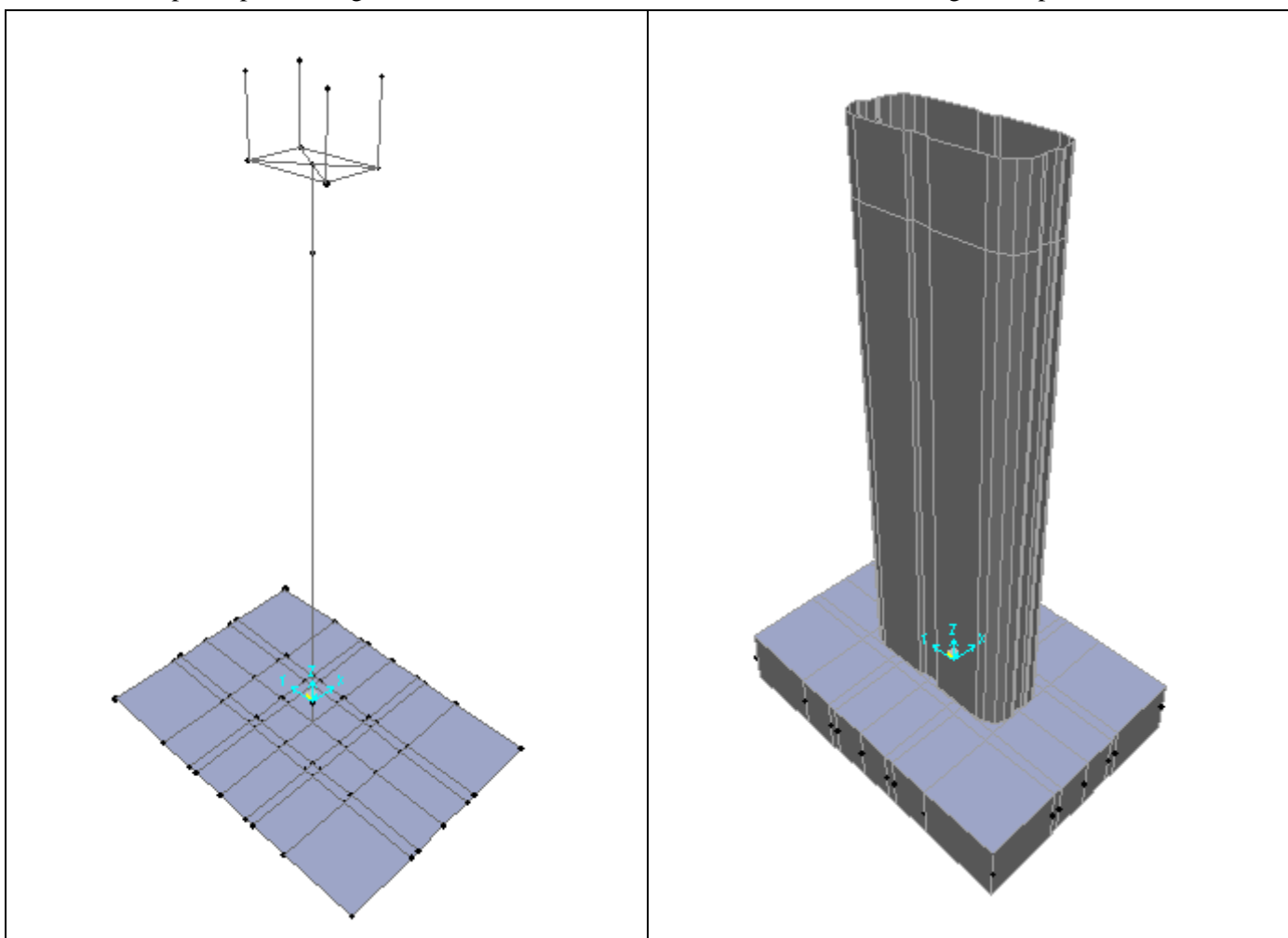


Figura 4: Modello FEM

Si riportano di seguito i risultati della analisi modale:

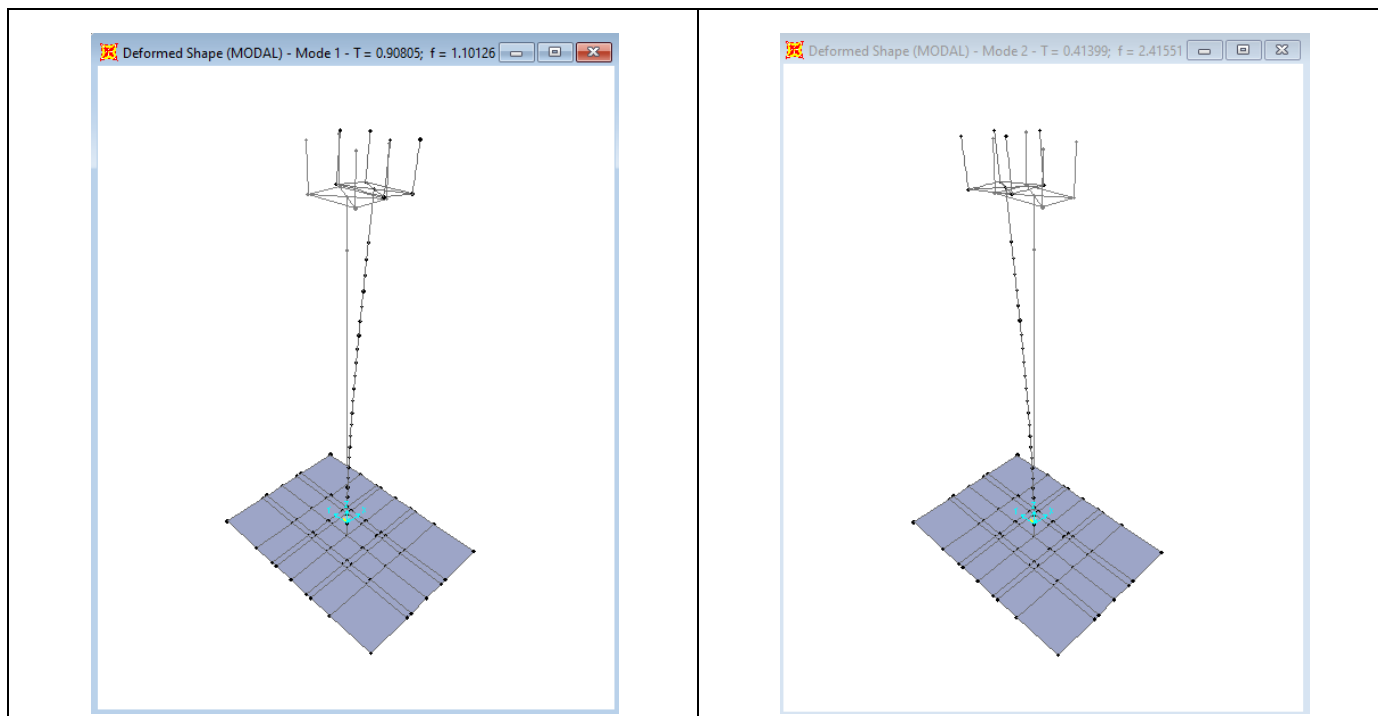


Figura 5: Modello FEM – Analisi Modale (100% rigidezza)

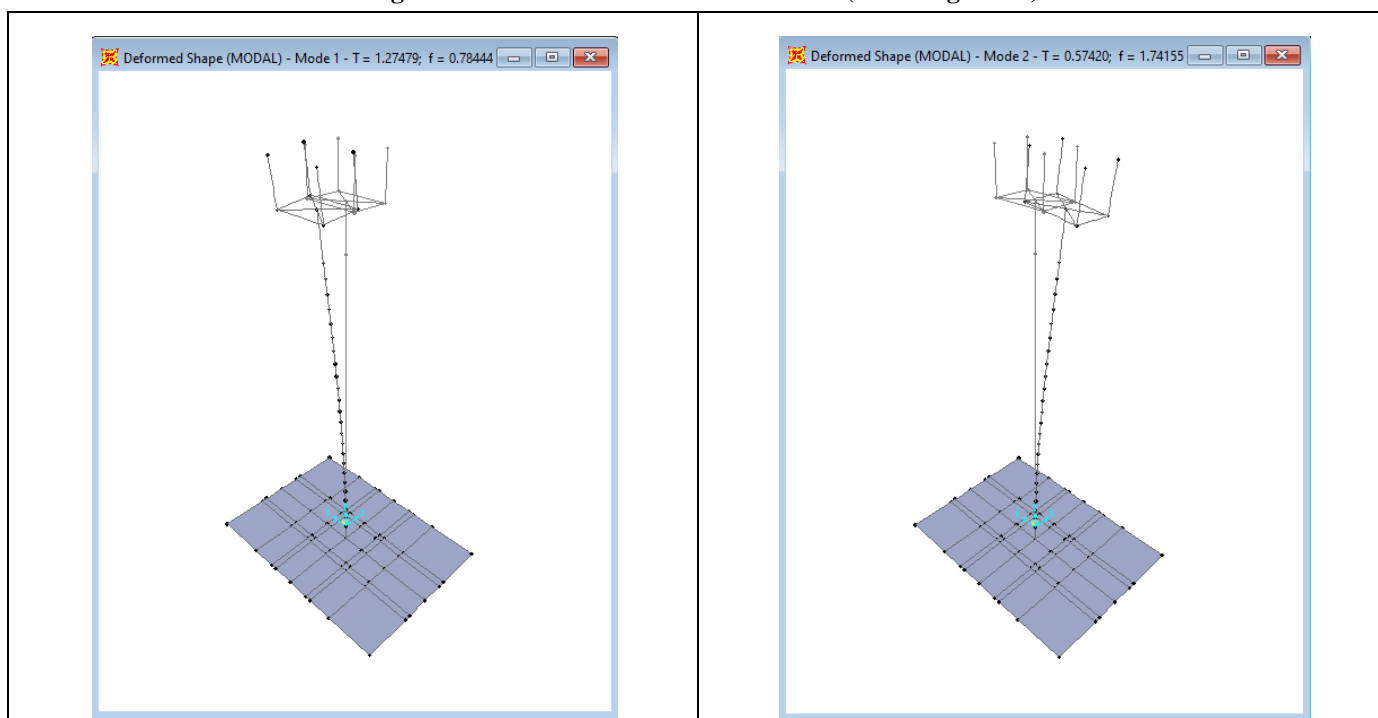


Figura 6: Modello FEM – Analisi Modale (50% rigidezza)

	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA - CATANIA - PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO - CATANIA PROGETTO DEFINITIVO VI04 - Viadotto ferroviario a Singolo Binario					
	RELAZIONE DI CALCOLO PILA 4/5	COMMESSA RS3V	LOTTO 40	CODIFICA D 09 CL	DOCUMENTO VI 04 05 004	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	9280			0.00	0.00	0	0	0
Vento su pila dir. x		510		0.00	0.00	25.70	0	13102
Vento su pila dir.y			104.0	0.00	0.00	25.70	2673	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	9280			0.00	0.00	0	0	0
Plinto	14850			0.00	0.00	1.50	0.00	0
Rinterro	3375			0.00	0.00	0.00	0.00	0
Vento su pila dir. x		510		0.00	0.00	28.70	0	14631
Vento su pila dir.y			104.0	0.00	0.00	28.70	2985	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		2908		0.00	0.00	1.50	0.00	4362
Plinto sisma y			2908	0.00	0.00	1.50	4362	0
Plinto sisma z	1454			0.00	0.00	1.50	0	0
Rinterro sisma z	331			0.00	0.00	0.00	0	0



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA - CATANIA - PALERMO
NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO - CATANIA
PROGETTO DEFINITIVO
VI04 - Viadotto ferroviario a Singolo Binario

RELAZIONE DI CALCOLO PILA 4/5

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 09 CL	VI 04 05 004	B	32 di 66

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	28897	1520	2337	68215	43774
	Tx,A _{max}	A2 - SLU - ML max gr.3	26634	2859	792	22134	87288
	Ty,A _{max}	A2 - SLU - MT max gr.1	28299	1520	2549	74727	44996
	Mxx _{max}	A2 - SLU - MT max gr.1	28299	1520	2549	74727	44996
	Myy _{max}	A2 - SLU - ML max gr.3	26634	2859	792	22134	87288
SLU STR	Nz,A _{max}	A1 - SLU - N max gr.1	36380	1829	2768	80606	52643
	Tx,A _{max}	A1 - SLU - ML max gr.3	33754	3381	983	27374	103101
	Ty,A _{max}	A1 - SLU - MT max gr.1	35686	1829	3014	88159	54061
	Mxx _{max}	A1 - SLU - MT max gr.1	35686	1829	3014	88159	54061
	Myy _{max}	A1 - SLU - ML max gr.3	33754	3381	983	27374	103101
SLE RARA	Nz,A _{max}	SLE rara - N max gr.1	25957	1285	1900	55246	36960
	Tx,A _{max}	SLE rara - ML max gr.3	24146	2344	702	19495	71457
	Ty,A _{max}	SLE rara - MT max gr.1	25478	1285	2070	60455	37938
	Mxx _{max}	SLE rara - MT max gr.1	25478	1285	2070	60455	37938
	Myy _{max}	SLE rara - ML max gr.3	24146	2344	702	19495	71457
SLE FREQUENTE	Nz,A _{max}	SLE freq.- N max gr.1	24901	1096	830	23695	31681
	Tx,A _{max}	SLE freq.- N max gr.3	24901	1699	662	18532	49241
	Ty,A _{max}	SLE freq.- MT max gr.1	24518	1096	966	27863	32464
	Mxx _{max}	SLE freq.- MT max gr.1	24518	1096	966	27863	32464
	Myy _{max}	SLE freq.- ML max gr.3	23452	1699	630	17384	52990
SLE Q.P.		SLE quasi permanente	20676	342	342	8940	10567
SLV q=1.5	Nz,A _{max}	SLV - N max	23392	2378	2031	57594	68905
	Tx,A _{max}	SLV - ML max gr.1	21868	6736	2015	57059	193833
	Ty,A _{max}	SLV - MT max gr.1	22135	2378	6119	173983	69100
	Mxx _{max}	SLV - MT max gr.1	22135	2378	6119	173983	69100
	Myy _{max}	SLV - ML max gr.3	20872	6736	2015	57059	193833
SLV q=1.36	Nz,A _{max}	SLV - N max	23392	2570	2209	62621	74375
	Tx,A _{max}	SLV - ML max gr.1	21868	7377	2193	62148	212067
	Ty,A _{max}	SLV - MT max gr.1	22135	2570	6715	190898	74570
	Mxx _{max}	SLV - MT max gr.1	22135	2570	6715	190898	74570
	Myy _{max}	SLV - ML max gr.3	20872	7377	2193	62148	212067
SLV q=1	Nz,A _{max}	SLV - N max	23392	3312	2899	82311	95474
	Tx,A _{max}	SLV - ML max gr.1	21868	9849	2883	81777	282397
	Ty,A _{max}	SLV - MT max gr.1	22135	3312	9015	256374	95670
	Mxx _{max}	SLV - MT max gr.1	22135	3312	9015	256374	95670
	Myy _{max}	SLV - ML max gr.3	20872	9849	2883	81777	282397

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	5249	2695	21863	71675	137501
base pila	EX_1	Combination	Min	-5249	-2695	21863	-71445	-140544
base pila	EY_1	Combination	Max	1575	8976	21863	238474	40196
base pila	EY_1	Combination	Min	-1575	-8976	21863	-238244	-43239
base pila	EX_2	Combination	Max	5249	2695	21315	71675	137501
base pila	EX_2	Combination	Min	-5249	-2695	21315	-71445	-140544
base pila	EY_2	Combination	Max	1575	8976	21315	238474	40196
base pila	EY_2	Combination	Min	-1575	-8976	21315	-238244	-43239
base pila	EZ_1	Combination	Max	1575	2693	22503	71634	40188
base pila	EZ_1	Combination	Min	-1575	-2693	22503	-71405	-43231
base pila	EZ_2	Combination	Max	1575	2693	20675	71634	40188
base pila	EZ_2	Combination	Min	-1575	-2693	20675	-71405	-43231
				5249	8976		238474	140544

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	7333	2706	21863	71864	193895
base pila	EX_1	Combination	Min	-7333	-2706	21863	-71635	-196940
base pila	EY_1	Combination	Max	2200	9015	21863	239159	57110
base pila	EY_1	Combination	Min	-2200	-9015	21863	-238930	-60155
base pila	EX_2	Combination	Max	7333	2706	21315	71864	193895
base pila	EX_2	Combination	Min	-7333	-2706	21315	-71635	-196940
base pila	EY_2	Combination	Max	2200	9015	21315	239159	57110
base pila	EY_2	Combination	Min	-2200	-9015	21315	-238930	-60155
base pila	EZ_1	Combination	Max	2200	2705	22503	71836	57105
base pila	EZ_1	Combination	Min	-2200	-2705	22503	-71607	-60149
base pila	EZ_2	Combination	Max	2200	2705	20675	71836	57105
base pila	EZ_2	Combination	Min	-2200	-2705	20675	-71607	-60149
				7333	9015		239159	196940

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	48135	1520	2337	75225	48335
	Tx,A _{max}	A2 - SLU - ML max gr.3	45872	2859	792	24509	95866
	Ty,A _{max}	A2 - SLU - MT max gr.1	47537	1520	2549	82374	49557
	Mxx _{max}	A2 - SLU - MT max gr.1	47537	1520	2549	82374	49557
	Myy _{max}	A2 - SLU - ML max gr.3	45872	2859	792	24509	95866
SLU STR	Nz,A _{max}	A1 - SLU - N max gr.1	61491	1829	2768	88909	58129
	Tx,A _{max}	A1 - SLU - ML max gr.3	58865	3381	983	30324	113243
	Ty,A _{max}	A1 - SLU - MT max gr.1	60796	1829	3014	97202	59547
	Mxx _{max}	A1 - SLU - MT max gr.1	60796	1829	3014	97202	59547
	Myy _{max}	A1 - SLU - ML max gr.3	58865	3381	983	30324	113243
SLE RARA	Nz,A _{max}	SLE rara - N max gr.1	44182	1285	1900	60945	40814
	Tx,A _{max}	SLE rara - ML max gr.3	42371	2344	702	21601	78488
	Ty,A _{max}	SLE rara - MT max gr.1	43703	1285	2070	66664	41792
	Mxx _{max}	SLE rara - MT max gr.1	43703	1285	2070	66664	41792
	Myy _{max}	SLE rara - ML max gr.3	42371	2344	702	21601	78488
SLE FREQUENTE	Nz,A _{max}	SLE freq.- N max gr.1	43126	1096	830	26185	34970
	Tx,A _{max}	SLE freq.- N max gr.3	43126	1699	662	20517	54337
	Ty,A _{max}	SLE freq.- MT max gr.1	42743	1096	966	30760	35752
	Mxx _{max}	SLE freq.- MT max gr.1	42743	1096	966	30760	35752
	Myy _{max}	SLE freq.- ML max gr.3	41677	1699	630	19274	58086
SLE Q.P.		SLE quasi permanente	38901	342	342	9966	11593
SLV q=1.5	Nz,A _{max}	SLV - N max	43402	3250	2903	64994	77347
	Tx,A _{max}	SLV - ML max gr.1	40629	9644	2887	64411	218403
	Ty,A _{max}	SLV - MT max gr.1	40895	3250	9027	196702	77543
	Mxx _{max}	SLV - MT max gr.1	40895	3250	9027	196702	77543
	Myy _{max}	SLV - ML max gr.3	38562	9644	2887	64411	218403
SLV q=1.36	Nz,A _{max}	SLV - N max	43402	3443	3082	70557	83394
	Tx,A _{max}	SLV - ML max gr.1	40629	10285	3066	70037	238560
	Ty,A _{max}	SLV - MT max gr.1	40895	3443	9623	215406	83590
	Mxx _{max}	SLV - MT max gr.1	40895	3443	9623	215406	83590
	Myy _{max}	SLV - ML max gr.3	38562	10285	3066	70037	238560
SLV q=1	Nz,A _{max}	SLV - N max	43402	4184	3772	92318	106718
	Tx,A _{max}	SLV - ML max gr.1	40629	12757	3756	91735	316307
	Ty,A _{max}	SLV - MT max gr.1	40895	4184	11923	287781	106914
	Mxx _{max}	SLV - MT max gr.1	40895	4184	11923	287781	106914
	Myy _{max}	SLV - ML max gr.1	40629	12757	3756	91735	316307

Tabella 6 – Sollecitazioni ad intradosso del baricentro fondazione

TABLE: Base Reactions

OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m
EX_1	Combination	Max	5949	2828	40354	71703	137657
EX_1	Combination	Min	-5949	-2828	40354	-71473	-140700
EY_1	Combination	Max	1785	9419	40354	238568	40242
EY_1	Combination	Min	-1785	-9419	40354	-238339	-43285
EX_2	Combination	Max	5949	2828	38914	71703	137657
EX_2	Combination	Min	-5949	-2828	38914	-71473	-140700
EY_2	Combination	Max	1785	9419	38914	238568	40242
EY_2	Combination	Min	-1785	-9419	38914	-238339	-43285
EZ_1	Combination	Max	1785	2826	42033	71663	40234
EZ_1	Combination	Min	-1785	-2826	42033	-71433	-43277
EZ_2	Combination	Max	1785	2826	37234	71663	40234
EZ_2	Combination	Min	-1785	-2826	37234	-71433	-43277
			5949	9419		238568	140700

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	7849	2839	40354	71892	194006
EX_1	Combination	Min	-7849	-2839	40354	-71664	-197051
EY_1	Combination	Max	2355	9457	40354	239253	57143
EY_1	Combination	Min	-2355	-9457	40354	-239024	-60188
EX_2	Combination	Max	7849	2839	38914	71892	194006
EX_2	Combination	Min	-7849	-2839	38914	-71664	-197051
EY_2	Combination	Max	2355	9457	38914	239253	57143
EY_2	Combination	Min	-2355	-9457	38914	-239024	-60188
EZ_1	Combination	Max	2355	2837	42033	71864	57138
EZ_1	Combination	Min	-2355	-2838	42033	-71636	-60183
EZ_2	Combination	Max	2355	2837	37234	71864	57138
EZ_2	Combination	Min	-2355	-2838	37234	-71636	-60183
			7849	9457		239253	197051

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	61491	1829	2768	88909	58129	8715	1534	276
AI - SLU - MT max gr.1	60796	1829	3014	97202	59547	8880	1252	294
AI - SLU - ML max gr.1	58865	2287	1230	38628	78092	7933	1878	216
AI - SLU - N max gr.3	61491	2922	2463	78636	93280	9463	786	318
AI - SLU - MT max gr.3	60796	2922	2587	82745	94698	9536	597	325
AI - SLU - ML max gr.3	58865	3381	983	30324	113243	8725	1086	293
AI - SLU - Vento ponte scarico	53833	462	1950	60955	15759	6278	2694	167
AI - SLU Gmin - N max gr.1	37784	1829	2768	88909	56731	6700	-403	276
AI - SLU Gmin - MT max gr.1	37089	1829	3014	97202	58149	6866	-685	294
AI - SLU Gmin - ML max gr.1	35158	2287	1230	38628	76694	5919	-59	216
AI - SLU Gmin - N max gr.3	37784	2922	2463	78636	91883	7448	-1151	318
AI - SLU Gmin - MT max gr.3	37089	2922	2587	82745	93301	7521	-1340	325
AI - SLU Gmin - ML max gr.3	35158	3381	983	30324	111846	6711	-851	293
AI - SLU Gmin - Vento ponte scarico	30126	342	1830	57467	10873	4090	931	155
						9536	-1340	325

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	43402	3443	3082	70557	83394	7501	-268	385
SLV - MT max gr.1	40895	3443	9623	215406	83590	10517	-3701	852
SLV - ML max gr.1	40629	10285	3066	70037	238560	11569	-4797	894
SLV - MT max gr.3	38828	3443	9623	215406	83590	10344	-3873	852
SLV - ML max gr.3	38562	10285	3066	70037	238560	11397	-4970	894
SLV - N min	36513	3443	3082	70557	83394	6927	-842	385
						11569	-4970	894

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	43402	4184	3772	92318	106718	8633	-1399	469
SLV - MT max gr.1	40895	4184	11923	287781	106914	12773	-5957	1053
SLV - ML max gr.1	40629	12757	3756	91735	316307	14211	-7439	1108
SLV - MT max gr.3	38828	4184	11923	287781	106914	12601	-6129	1053
SLV - ML max gr.3	38562	12757	3756	91735	316307	14038	-7611	1108
SLV - N min	36513	4184	3772	92318	106718	8059	-1973	469
						14211	-7611	1108

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	44182	1285	1900	60945	40814	7656	1349	191
SLE rara - MT max gr.1	43703	1285	2070	66664	41792	7883	1196	203
SLE rara - ML max gr.1	42371	1591	872	27327	54279	6645	1153	151
SLE rara - N max gr.3	44182	2038	1690	53861	65023	8266	548	221
SLE rara - MT max gr.3	43703	2038	1775	56694	66001	8377	434	225
SLE rara - ML max gr.3	42371	2344	702	21601	78488	7311	333	204
SLE rara - Vento ponte scarico	38901	342	1334	41633	11593	5353	2252	115
						8377	333	225

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

4.8.1 Scalzamento

La condizione di scalzamento viene valutata secondo cap. 5.1.2.3” *Compatibilità idraulica*”:

Lo scalzamento e le azioni idrodinamiche associati all’evento di piena di progetto devono essere combinate esclusivamente con le altre azioni variabili da traffico, adottando per queste ultime i coefficienti di combinazione ψ_1 .

L’azione idrodinamica viene valutata secondo:

$$q_{idr} = \frac{1}{2} \rho v^2$$

Con:

$\rho=1000$ kg/m³ densità dell’acqua

$v=$ m/s velocità della corrente

da cui, considerando una distribuzione di pressione triangolare ed un certo angolo di incidenza della corrente rispetto alle pile, la risultante della spinta è pari a:

$$F_{idr} = \int (q_{idr}/h) z Cr \sin(\alpha) b dz$$

Con:

$h =$ altezza investita dalla corrente = altezza corrente + altezza scalzamento

$\alpha =$ angolo di incidenza

$b =$ larghezza investita dalla corrente

$Cr=1.44$ coefficiente di forma per pila di forma rettangolare/ 0.7 per pila di forma circolare

Verranno presi gli involuipi dei dati relativi a corrente e scalzamento sulla base della tipologia di pila considerata.

Dati corrente

h corrente	1.9	m
h scalzamento	4.6	m
angolo corrente (rispetto asse x)	90.0	°

velocità corrente	2.05	m/s
densità acqua	1000	kg/m ³

Dati plinto

ricoprimento plinto	2	m
altezza plinto	3	m
Lunghezza lungo asse x	12	m
Lunghezza lungo asse y	16.5	m

Dati pila

Tipo pila	R	
Lunghezza lungo asse x	3.4	m
Lunghezza lungo asse y	8.6	m

coefficiente di forma pila	1.44	
coefficiente di forma plinto	1.44	
q _{idr}	2.10	kPa
h tot investita	6.5	m
h pila investita	3.9	m
h plinto investita	2.6	m
h pali investita	0	m
h fondazione investita	2.6	m

q max	2.10	kPa
q spiccato pila	0.84	kPa

Sollecitazioni

F pila x	0.00	kN
F pila y	28.09	kN
Mx pila	62.59	kN*m
My pila	0.00	kN*m
<hr/>		
F fondazione x	0.00	kN
F fondazione y	46.97	kN
Mx fondazione	168.34	kN*m
My fondazione	0.00	kN*m

n pali	12	
V palo	3.91	kN
N palo	5.85	kN

Tali azioni andrebbero sommate alle azioni agenti sulla pila e sulla fondazione nella condizione Frequente, ma risultano di due ordini di grandezza inferiori. Verranno pertanto trascurate.

4.9 Verifiche degli elementi strutturali

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

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

4.9.1 Pila

Taglio di progetto:

Direzione		Long.(Myy,Tx)	Trasv.(Mxx,Ty)	
Altezza pila	H	28.5	28.5	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	9849	9015	kN
Momento agente (q=1)	M	282397	256374	kN*m
Taglio agente (con q)	VEd	6736	6119	kN
Momento agente (con q)	MEd	193833	173983	kN*m
Momento Resistente	MRd	202472	339555	kN*m
Rapporto di sovrarresistenza	MRd/MEd	1.04	1.95	
Tipo sezione (EC8-2; eq. 6.11)		CRITICA	NON CRITICA	
Angolo inclinazione bielle compresse	Teta	45	da calc.	
Limite superiore Vgr	Vgr.max= V	9849	9015	kN
Taglio di progetto per la gerarchia della resistenza (eq. 7.9.12)	Vgr	7036	11942	kN
Taglio di progetto per la gerarchia della resistenza filtrato (eq. 7.9.12)	Vgr	7036	9015	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	7036	9015	kN
fattore di sicurezza aggiuntivo filtrato (eq. 7.9.10)	γ_{Bd}	1.00	1.23	
Angolo inclinazione bielle compresse	Teta	45	da calc.	

Taglio resistente:

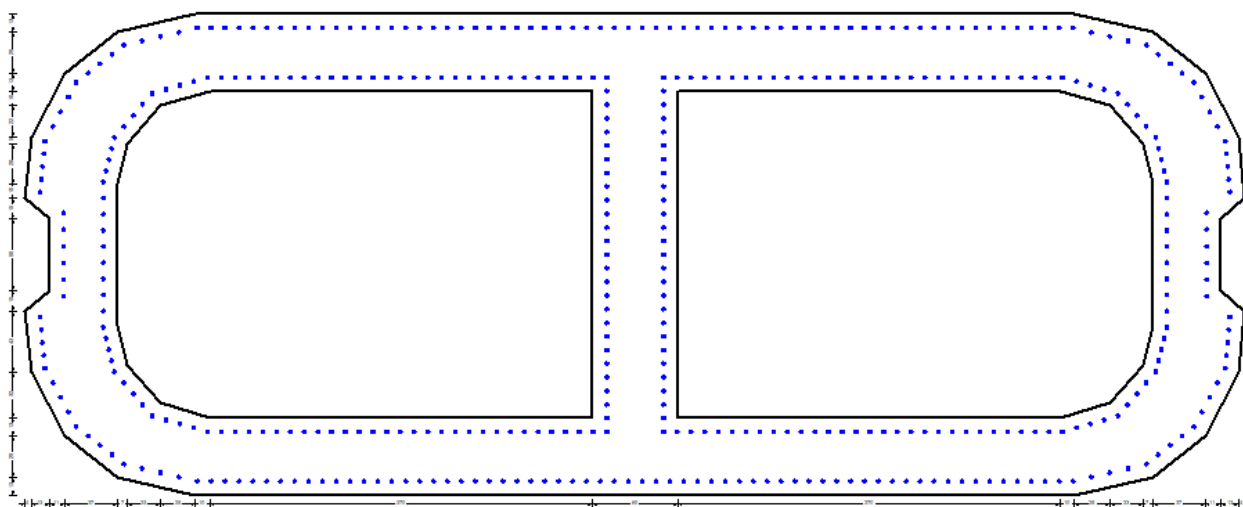
La resistenza a taglio viene valutata come somma dei contributi dati dalla 2 anime in direzione Y e 3 anime in direzione X della sezione cava:

RELAZIONE DI CALCOLO PILA 4/5

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 09 CL	VI 04 05 004	B	41 di 66

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:

$A_s = \phi 30/10$

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 4/5

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 09 CL	VI 04 05 004	B	43 di 66

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



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA - CATANIA - PALERMO
NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO - CATANIA
PROGETTO DEFINITIVO
VI04 - Viadotto ferroviario a Singolo Binario

RELAZIONE DI CALCOLO PILA 4/5

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 09 CL	VI 04 05 004	B	44 di 66

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	308.9	160.8	30
2	360.9	148.5	30
3	394.8	122.0	30
4	417.0	80.3	30
5	420.4	43.8	30
6	403.8	29.2	30
7	403.8	-29.2	30
8	420.4	-43.8	30
9	417.0	-80.3	30
10	394.8	-122.0	30
11	360.9	-148.5	30
12	308.9	-160.8	30
13	-308.9	-160.8	30
14	-360.9	-148.5	30
15	-394.8	-122.0	30
16	-417.0	-80.3	30
17	-420.4	-43.8	30
18	-403.8	-29.2	30
19	-403.8	29.2	30
20	-420.4	43.8	30
21	-417.0	80.3	30
22	-394.8	122.0	30
23	-360.9	148.5	30
24	-308.9	160.8	30
25	20.8	124.2	30
26	301.3	124.2	30
27	340.2	113.1	30
28	366.4	82.3	30
29	374.2	51.1	30
30	374.2	-51.1	30
31	366.4	-82.3	30
32	340.2	-113.1	30
33	301.3	-124.2	30
34	20.8	-124.2	30

RELAZIONE DI CALCOLO PILA 4/5

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 09 CL	VI 04 05 004	B	45 di 66

35	-20.8	-124.2	30
36	-301.3	-124.2	30
37	-340.2	-113.1	30
38	-366.4	-82.3	30
39	-374.2	-51.1	30
40	-374.2	51.1	30
41	-366.4	82.3	30
42	-340.2	113.1	30
43	-301.3	124.2	30
44	-20.8	124.2	30

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	30
2	12	13	62	30
3	34	33	28	30
4	35	36	28	30
5	25	26	28	30
6	43	44	28	30
7	34	25	25	30
8	35	44	25	30
9	1	2	3	30
10	2	3	3	30
11	3	4	3	30
12	4	5	3	30
13	6	7	4	30
14	9	8	3	30
15	9	10	3	30
16	10	11	3	30
17	11	12	3	30
18	13	14	3	30
19	14	15	3	30
20	15	16	3	30
21	16	17	3	30
22	19	18	4	30
23	21	20	3	30
24	21	22	3	30
25	22	23	3	30
26	23	24	3	30
27	26	27	3	30
28	27	28	3	30
29	28	29	3	30
30	29	30	8	30
31	30	31	3	30
32	31	32	3	30
33	32	33	3	30
34	36	37	3	30
35	37	38	3	30
36	38	39	3	30

RELAZIONE DI CALCOLO PILA 4/5

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 09 CL	VI 04 05 004	B	46 di 66

37	39	40	8	30
38	40	41	3	30
39	41	42	3	30
40	42	43	3	30

ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe: 10 mm
 Passo staffe: 0.9 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	36380.38	52642.72	80605.54	0.00	0.00
2	33754.43	103100.59	27374.28	0.00	0.00
3	35685.83	54060.82	88159.03	0.00	0.00
4	35685.83	54060.82	88159.03	0.00	0.00
5	33754.43	103100.59	27374.28	0.00	0.00
6	23392.44	68904.63	57593.58	0.00	0.00
7	21868.24	193832.62	57059.14	7036.00	0.00
8	22134.64	69100.23	173983.12	0.00	9015.00
9	22134.64	69100.23	173983.12	0.00	0.00
10	20872.24	193832.62	57059.14	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	25957.00	36960.00	55246.00
2	24146.00	71457.00	19495.00
3	25478.00	37938.00	60455.00
4	25478.00	37938.00	60455.00
5	24146.00	71457.00	19495.00

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 4/5

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 09 CL	VI 04 05 004	B	47 di 66

N°Comb.	N	Mx	My
1	24901.00	31681.00 (55288.77)	23695.00 (41351.84)
2	24901.00	49241.00 (47917.81)	18532.00 (18034.02)
3	24518.00	32464.00 (49418.15)	27863.00 (42414.30)
4	24518.00	32464.00 (49418.15)	27863.00 (42414.30)
5	23452.00	52990.00 (45605.32)	17384.00 (14961.37)

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	20676.00	10567.00 (0.00)	8940.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	7.7 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	5.0 cm
Copriferro netto minimo staffe:	6.7 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 [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	36380.38	52642.72	80605.54	36380.10	178330.68	272862.79	3.393096.0(380.9)	
2	S	33754.43	103100.59	27374.28	33754.43	215996.68	57457.70	2.103096.0(380.9)	
3	S	35685.83	54060.82	88159.03	35686.06	174280.26	282384.01	3.213096.0(380.9)	
4	S	35685.83	54060.82	88159.03	35686.06	174280.26	282384.01	3.213096.0(380.9)	
5	S	33754.43	103100.59	27374.28	33754.43	215996.68	57457.70	2.103096.0(380.9)	
6	S	23392.44	68904.63	57593.58	23392.66	192962.35	159996.58	2.793096.0(380.9)	
7	S	21868.24	193832.62	57059.14	21868.25	202472.20	59215.63	1.043096.0(380.9)	
8	S	22134.64	69100.23	173983.12	22134.50	135591.79	339555.12	1.953096.0(380.9)	
9	S	22134.64	69100.23	173983.12	22134.50	135591.79	339555.12	1.953096.0(380.9)	
10	S	20872.24	193832.62	57059.14	20872.36	201304.75	59385.59	1.043096.0(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 4/5

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 09 CL	VI 04 05 004	B	48 di 66

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	0.00332	360.9	148.5	-0.00639	-360.9	-148.5
2	0.00350	310.0	170.0	0.00313	308.9	160.8	-0.01107	-308.9	-160.8
3	0.00350	365.0	157.0	0.00332	360.9	148.5	-0.00635	-360.9	-148.5
4	0.00350	365.0	157.0	0.00332	360.9	148.5	-0.00635	-360.9	-148.5
5	0.00350	310.0	170.0	0.00313	308.9	160.8	-0.01107	-308.9	-160.8
6	0.00350	310.0	170.0	0.00322	308.9	160.8	-0.00899	-308.9	-160.8
7	0.00350	310.0	170.0	0.00309	308.9	160.8	-0.01246	-308.9	-160.8
8	0.00350	365.0	157.0	0.00334	360.9	148.5	-0.00680	-360.9	-148.5
9	0.00350	365.0	157.0	0.00334	360.9	148.5	-0.00680	-360.9	-148.5
10	0.00350	310.0	170.0	0.00309	308.9	160.8	-0.01258	-308.9	-160.8

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	0.000005946	0.000018256	-0.001536367	----	----
2	0.000001958	0.000040386	-0.003972552	----	----
3	0.000006126	0.000017684	-0.001512335	----	----
4	0.000006126	0.000017684	-0.001512335	----	----
5	0.000001958	0.000040386	-0.003972552	----	----
6	0.000004365	0.000029596	-0.002884483	----	----
7	0.000002135	0.000044245	-0.004683456	----	----
8	0.000007976	0.000014751	-0.001727260	----	----
9	0.000007976	0.000014751	-0.001727260	----	----
10	0.000002151	0.000044588	-0.004746921	----	----

VERIFICHE A TAGLIO

Diam. Staffe:	10 mm
Passo staffe:	0.9 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 4/5

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 09 CL	VI 04 05 004	B	49 di 66

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	19685.76	6364.30108.4	93.2	390.0	1.000	1.152	0.0	174.5(0.0)
2	S	0.00	30522.92	13019.90199.8	190.6	298.4	1.000	1.141	0.0	174.5(0.0)
3	S	0.00	19164.14	6182.55106.8	90.5	391.8	1.000	1.150	0.0	174.5(0.0)
4	S	0.00	19164.14	6182.55106.8	90.5	391.8	1.000	1.150	0.0	174.5(0.0)
5	S	0.00	30522.92	13019.90199.8	190.6	298.4	1.000	1.141	0.0	174.5(0.0)
6	S	0.00	24637.76	10970.34169.8	160.6	297.2	1.000	1.098	0.0	174.5(0.0)
7	S	7027.82	29157.12	13114.21201.2	192.0	295.9	1.000	1.092	93.5	174.5(0.0)
8	S	4287.92	14750.93	4954.86 92.5	72.6	395.9	1.000	1.093	151.0	174.5(0.0)
9	S	0.00	14750.93	4954.86 92.5	72.6	395.9	1.000	1.093	0.0	174.5(0.0)
10	S	0.00	28954.67	13120.73201.3	192.1	294.9	1.000	1.087	0.0	174.5(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	6.37	365.0	157.0	-66.9	-360.9	-148.5	14207	346.4
2	S	7.95	310.0	170.0	-140.4	-308.9	-160.8	34468	855.3
3	S	6.71	365.0	157.0	-76.0	-360.9	-148.5	14915	367.6
4	S	6.71	365.0	157.0	-76.0	-360.9	-148.5	14915	367.6
5	S	7.95	310.0	170.0	-140.4	-308.9	-160.8	34468	855.3

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; $=(e1 + e2)/(2 \cdot e1)$ 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	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 = $0.6 S_{max} / E_s$ [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
Mx fess.	Massima distanza tra le fessure [mm]
My fess.	Apertura fessure in mm calcolata = $sr \max \cdot (e_{sm} - e_{cm})$ [(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	-0.00035	0	0.500	30.0	77	0.00020 (0.00020)	471	0.095 (0.20)	32936.37	49231.67
2	S	-0.00073	0	0.500	30.0	77	0.00042 (0.00042)	467	0.197 (0.20)	41693.09	11374.77
3	S	-0.00040	0	0.500	30.0	77	0.00023 (0.00023)	469	0.107 (0.20)	30691.73	48907.91
4	S	-0.00040	0	0.500	30.0	77	0.00023 (0.00023)	469	0.107 (0.20)	30691.73	48907.91

RELAZIONE DI CALCOLO PILA 4/5

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 09 CL	VI 04 05 004	B	50 di 66

5 S -0.00073 0 0.500 30.0 77 0.00042 (0.00042) 467 0.197 (0.20) 41693.09 11374.77

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	4.46	310.0	170.0	-29.1	-308.9	-160.8	8987	226.2
2	S	5.92	310.0	170.0	-72.6	-308.9	-160.8	23744	643.2
3	S	4.69	310.0	170.0	-35.0	-308.9	-160.8	11097	282.7
4	S	4.69	310.0	170.0	-35.0	-308.9	-160.8	11097	282.7
5	S	6.18	310.0	170.0	-87.4	-308.9	-160.8	28616	749.3

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	-0.00016	0	0.500	30.0	77	0.00009 (0.00009)	464	0.040 (0.20)	55288.77	41351.84
2	S	-0.00038	0	0.500	30.0	77	0.00022 (0.00022)	450	0.098 (0.20)	47917.81	18034.02
3	S	-0.00019	0	0.500	30.0	77	0.00011 (0.00011)	462	0.049 (0.20)	49418.15	42414.30
4	S	-0.00019	0	0.500	30.0	77	0.00011 (0.00011)	462	0.049 (0.20)	49418.15	42414.30
5	S	-0.00046	0	0.500	30.0	77	0.00026 (0.00026)	457	0.120 (0.20)	45605.32	14961.37

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	2.12	310.0	170.0	4.5	-308.9	-160.8	----	----

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 :

$$N_{\max} = 9536 \text{ kN (CC. SLU)}$$

$$N_{\max} = 11569 \text{ kN (CC. SLV } q=1.36)$$

$$T_{\max} = 894 \text{ kN (CC. SLV } q=1.36)$$

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.

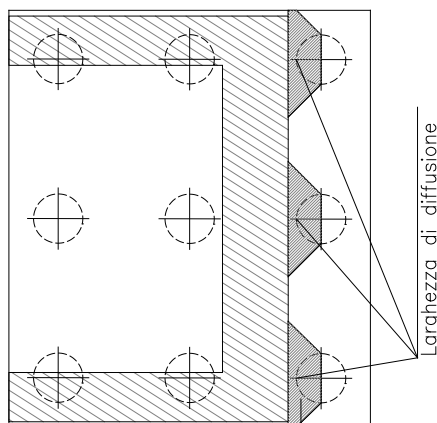
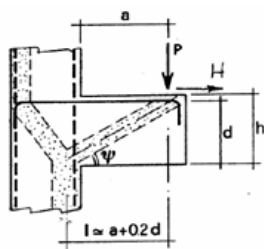


Figura 1 – Diffusione delle azioni dal palo alla pila

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 PUNTONI.



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

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

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

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

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

CONDIZIONI DI VERIFICA

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

Dati di progetto

b(m)=	5.00	m	dimensione trasversale verifica
P _{Ed} (KN)=	11569.00	KN	Carico complessivo VERTICALE sulla fascia di dimensione b
H _{Ed} (KN)=	894.00	KN	Carico complessivo ORIZZONTALE sulla fascia di dimensione b
a(m)=	4.20	m	distanza P da incastro
h(m)=	3.00	m	spessore mensola
δ(m)=	0.10	m	copriferro riferito al baricentro delle armature complessive in trazione
d(m)=	2.90	m	altezza utile
l(m)=	4.78	m	a+0,2d
λ =	1.83		λ=ctgϑ≧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

Registro tipo	R1						
n° R1=	1	φ1(mm) =	26.0	p1(cm) =	10.0	θ1° =	0.0
A _{φ i} (mm ²) =	530.93	nb tot 1=	50.0	A _{φ TOT} (mm ²) =	26546.44	A _{φ CAL} (mm ²) =	26546.44
Registro tipo	R2						
n° R2=	1	φ2(mm) =	26.0	p2(cm) =	10.0	θ2° =	0.0
A _{φ i} (mm ²) =	530.93	nb tot 2=	50.0	A _{φ TOT} (mm ²) =	26546.44	A _{φ CAL} (mm ²) =	26546.44
Registro tipo	R3						
n° R3=	1	φ3(mm) =	26.0	p3(cm) =	10.0	θ3° =	0.0
A _{φ i} (mm ²) =	530.93	nb tot 3=	50.0	A _{φ TOT} (mm ²) =	26546.44	A _{φ CAL} (mm ²) =	26546.44

Verifiche di resistenza

Ψ=	0.500	rad	=	28.64	°
P _{RS} =	16514.5	KN	PR _s >PEd- Verifica Soddisfatta		
P _{RC} =	18782.3	KN	PR _c >PR _s - Verifica Soddisfatta		

4.9.3 Palo di fondazione L=39.0m

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

$$M = T * \alpha$$

$\alpha = 2.8$ (vedi relazione geotecnica)

N _{max} = 14211 kN	T = 1108 kN	M = 1108 * 2.8 = 3102 kNm
N _{min} = -7611 kN	T = 1108 kN	M = 1108 * 2.8 = 3102 kNm
N = -7611 kN	T = 1108 kN	M _{max} = 1108 * 2.8 = 3102 kNm



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA - CATANIA - PALERMO
 NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO - CATANIA
 PROGETTO DEFINITIVO
 VI04 - Viadotto ferroviario a Singolo Binario

RELAZIONE DI CALCOLO PILA 4/5

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 09 CL	VI 04 05 004	B	53 di 66

$\alpha = 2.8$ (in condizione di scalzamento)

Caratteristiche della sezione:

Sezione circolare $\varnothing 150$ cm

$A_s = 32 + 32 \varnothing 26$ staffe $\varnothing 14/15$

La lunghezza del palo è pari a $L = 39.00$ m

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 $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50	
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	337.50	MPa	

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

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 circonfer. lungo cui sono disposte le barre generate
 Ycentro Ordinata [cm] del centro della circonfer. lungo cui sono disposte le barre generate
 Raggio Raggio [cm] della circonferenza lungo cui sono disposte le barre generate
 N° Barre Numero di barre generate equidist. disposte lungo la circonferenza
 \varnothing Diametro [mm] della singola barra generata

N° Gen.	Xcentro	Ycentro	Raggio	N° Barre	\varnothing
---------	---------	---------	--------	----------	---------------

RELAZIONE DI CALCOLO PILA 4/5

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 09 CL	VI 04 05 004	B	54 di 66

1	0.0	0.0	66.3	32	26
2	0.0	0.0	61.0	32	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	9536.00	910.00	0.00	325.00	0.00
2	-1340.00	910.00	0.00	325.00	0.00
3	14211.00	3102.40	0.00	1108.00	0.00
4	-7611.00	3102.40	0.00	1108.00	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	8377.00	630.00	0.00
2	333.00	630.00	0.00

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

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

N°Comb.	N	Mx	My
1	6524.00	432.00 (1915.67)	0.00 (0.00)
2	1062.00	432.00 (2434.87)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 7.4 cm

RELAZIONE DI CALCOLO PILA 4/5

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 09 CL	VI 04 05 004	B	55 di 66

Interferro netto minimo barre longitudinali: 2.7 cm
Copriferro netto minimo staffe: 6.0 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	9536.00	910.00	0.00	9535.84	8634.03	0.00	9.49	339.8(53.0)
2	S	-1340.00	910.00	0.00	-1339.79	6418.84	0.00	7.05	339.8(53.0)
3	S	14211.00	3102.40	0.00	14211.10	8341.85	0.00	2.69	339.8(53.0)
4	S	-7611.00	3102.40	0.00	-7611.05	3475.69	0.00	1.12	339.8(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
Yc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min Ordinata in cm della fibra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Xs min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Ys min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Xs max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Ys max Ascissa 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	0.00309	0.0	66.3	-0.00309	0.0	-66.3
2	0.00350	0.0	75.0	0.00273	0.0	66.3	-0.00904	0.0	-66.3
3	0.00350	0.0	75.0	0.00316	0.0	66.3	-0.00205	0.0	-66.3
4	0.00350	0.0	75.0	0.00202	0.0	66.3	-0.02059	0.0	-66.3

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	0.000046652	0.000001081	----	----
2	0.000000000	0.000088775	-0.003158159	----	----
3	0.000000000	0.000039248	0.000556409	----	----
4	0.000000000	0.000170514	-0.009288560	----	----

VERIFICHE A TAGLIO

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

RELAZIONE DI CALCOLO PILA 4/5

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 09 CL	VI 04 05 004	B	56 di 66

Ver	S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
Ved	Taglio di progetto [kN] = proiezz. di Vx e Vy sulla normale all'asse neutro
Vcd	Taglio compressione resistente [kN] lato conglomerato [formula (4.1.28)NTC]
Vwd	Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(4.1.18) NTC]
d z	Altezza utile media pesata sezione ortogonale all'asse neutro Braccio coppia interna [cm] Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso. 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- 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	325.00	3916.33	3620.31118.6	93.9	136.7	2.500	1.250	3.5	39.4(0.0)
2	S	325.00	3460.59	4250.75122.4	110.3	128.6	2.500	1.000	3.0	39.4(0.0)
3	S	1108.00	3160.65	3424.56118.8	88.8	134.9	2.500	1.080	12.8	39.4(0.0)
4	S	1108.00	3113.50	4757.26132.1	123.4	103.3	2.500	1.000	9.2	39.4(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	5.02	0.0	0.0	37.4	0.0	-66.3	----	----
2	S	2.03	0.0	0.0	-40.3	0.0	-66.3	2457	84.9

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

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

RELAZIONE DI CALCOLO PILA 4/5

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 09 CL	VI 04 05 004	B	57 di 66

1	S	-0.00047	0	----	----	----	----	----	0.000 (0.20)	1942.10	0.00
2	S	-0.00022	0	0.500	26.0	74	0.00012 (0.00012)	379	0.046 (0.20)	1348.11	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	3.79	0.0	0.0	30.8	0.0	-66.3	----	----
2	S	1.48	0.0	0.0	-8.0	0.0	-66.3	962	42.5

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	-0.00047	0	----	----	----	----	----	0.000 (0.20)	1915.67	0.00
2	S	-0.00005	0	0.500	26.0	74	0.00002 (0.00002)	352	0.008 (0.20)	2434.87	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:

$$EL = k1 \cdot (E1 + E2 + E3) = k1 \cdot (2 \cdot Dt + 4 \cdot dEd \cdot k2 + 2 \cdot deg)$$

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 $d_{ij} = d_{ij \max}$

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

Dove d_{gi} e d_{gj} 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:

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

dove:

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

E_i = 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

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

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

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

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

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		0.131	g
F_0		2.619	
S_s		1.495	
S_t		1	
T_c		0.692	s
T_D		2.123	s
Accel. massima al suolo	$S^*a_{g\max}$	0.20	g
Accel. massima spettro (plateau)	$F_0^*S^*a_{g\max}$	0.51	g
Inerzia Pila asse y	J_{yy}	19.0	m ⁴
Altezza pila	h_1	25.7	m
Altezza baricentro impalcato	h_2	2.7	m
Altezza totale	$h=h_1+h_2$	28.4	
Rigidezza Pila asse y	K	69799562.6	N/m
Forza agente in fase sismica in dir.x	F	9337	kN
Fattore di struttura	q	1	
Spostamento testa pila	$d_{Ee} = F/K$	0.134	m
μ_d (par.7.3.3.3 NTC)		1	
Spostamento testa pila (par.7.3.3.3 NTC)	$d_E = d_{Ee}*\mu_d$	0.134	m
k_1		0.45	
k_2		0.55	
d_g (par.3.2.3.2.1 NTC)		0.07	m
$d_{ij \max}$ (par.3.2.4.2)		0.12	
Lunghezza impalcato		50	m
Dilatazione termica impalcato	D_t	0.016	m

RELAZIONE DI CALCOLO PILA 4/5

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 09 CL	VI 04 05 004	B	60 di 66

E1	$2 \cdot D_t$	0.032	m	
E2	$4 \cdot d_E \cdot k_2$	0.294	m	
E3	$2 \cdot d_{ij} \max$	0.249	m	
EL	$k_1 \cdot (E_1 + E_2 + E_3)$	0.127	m	Spalla - Spalla
EL	$k_1 \cdot (E_1 + E_2 + E_3)$	0.259	m	Spalla - Pila
EL	$k_1 \cdot (E_1 + E_2 + E_3)$	0.392	m	Pila - Pila
EL min 1		0.188	m	
EL min 2		0.100	m	
EL min	$\max(EL_{min1}; EL_{min2})$	0.188	m	
EL progetto	$\max(EL; EL_{min}; E_i)$	0.294	m	Spalla - Spalla
EL progetto	$\max(EL; EL_{min}; E_i)$	0.294	m	Spalla - Pila
EL progetto	$\max(EL; EL_{min}; E_i)$	0.392	m	Pila - Pila
Corsa apparecchi di appoggio mobili	par 2.5.2.1.5.2	0.184	+/- m	Spalla - Spalla
Corsa apparecchi di appoggio mobili	par 2.5.2.1.5.5	0.184	+/- m	Spalla - Pila
Corsa apparecchi di appoggio mobili	par 2.5.2.1.5.5	0.245	+/- m	Pila - Pila
Escursione dei giunti	par 2.5.2.1.5.3	0.157	+/- m	Spalla - Spalla
Escursione dei giunti	par 2.5.2.1.5.3	0.157	+/- m	Spalla - Pila
Escursione dei giunti	par 2.5.2.1.5.3	0.206	+/- m	Pila - Pila
Ampiezza dei varchi 'V'	par 2.5.2.1.5.4	0.216	m	Pila - Pila
Ritegni sismici	par 2.5.2.1.5.5	0.206	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:

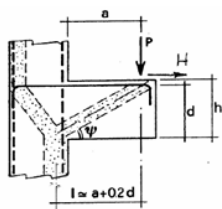
$$P_{max} = 6855 \text{ kN}$$

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_{Fn}, H_{Fn})

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

$$P_r = P_{rs} = (A_s f_{yd} - H_{Ed}) \frac{1}{\lambda} \quad \lambda = \text{ctg} \psi \approx l / (0.9d)$$

P_r : Portanza mensola in termini di resistenza della Biella compressa

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

CONDIZIONI DI VERIFICA

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

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) =	0.07	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 =	1.63		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) =	26.0	p1(cm) =	10
A _φ i (mm ²) =	530.93	nb tot 1 =	54.7	A _φ TOT (mm ²) =	29061.36
				A _φ CAL(mm ²) =	29061.36
Registro tipo	R2				
n° R2 =	0	φ2(mm) =	24.0	p2(cm) =	15.0
A _φ i (mm ²) =	452.39	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 = 0.551 rad = 31.57 °

P_{RS} = 6983.7 KN PR_s>PE_d - Verifica Soddisfatta

P_{RC} = 6995.5 KN PR_c>PR_s - Verifica Soddisfatta

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

$P_{max} = [(G1+G2)*L+0.2*Q]*a_{max} = 7473 \text{ kN}$

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

$P_{max} = 7473 \text{ kN}$

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

B = 3,40 m

H = 1,5 m

Dati di progetto

b(m)=	3.40	m	dimensione trasversale verifica
P _{Ed} (KN) =	7473	KN	Carico compressivo VERTICALE sulla fascia di dimensione b
H _{Ed} (KN) =	0.00	KN	Carico compressivo 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 =	34.0	A _{φ TOT} (mm ²) =	12924.50
				A _{φ CAL} (mm ²) =	12924.50
Registro tipo R2					
n° R2 =	0	φ2(mm) =	22.0	p2(cm) =	10.0
A _{φ i} (mm ²) =	380.13	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 =	0.988	rad	=	56.63	°
P _{RS} =	7671.5	KN	PR _s >PE _d - Verifica Soddisfatta		
P _{RC} =	37444.6	KN	PR _c >PR _s - Verifica Soddisfatta		

Il baggiolo è soggetto ad una forza orizzontale pari a:

$$P_{max} = 8090 \text{ kN}/2 = 4045 \text{ kN}$$

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

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

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

RELAZIONE DI CALCOLO PILA 4/5

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 09 CL	VI 04 05 004	B	64 di 66

Dati di progetto

$b(m) =$	0.80	m	dimensione trasversale verifica
$P_{Ed} (KN) =$	4045	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 complessive in trazione
$d(m) =$	0.70	m	altezza utile
$l(m) =$	0.39	m	$a+0,2d$
$\lambda =$	0.62		$\lambda = \text{ctg} \psi \leq l / (0,9d)$

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
				$A_{\phi \text{ CAL}} (mm^2) =$	3619.11
Registro tipo	R2				
$n^{\circ} R2 =$	1	$\phi 2(mm) =$	22.0	$p2(cm) =$	10.0
$A_{\phi i} (mm^2) =$	380.13	$nb \text{ tot } 2 =$	8.0	$A_{\phi \text{ TOT}} (mm^2) =$	3041.06
				$A_{\phi \text{ CAL}} (mm^2) =$	3041.06
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
				$A_{\phi \text{ CAL}} (mm^2) =$	0.00

Verifiche di resistenza

$\Psi =$	1.016	rad	$=$	58.24	$^{\circ}$
$P_{RS} =$	4206.7	KN	PRs > PED - Verifica Soddisfatta		
$P_{RC} =$	4566.7	KN	PRc > PRs - Verifica Soddisfatta		

Il pulvino è soggetto ad una forza verticale pari a:

$P_{max} = 12156 \text{ kN}$ (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 4/5

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 09 CL	VI 04 05 004	B	65 di 66

Dati di progetto

$b(m) =$	3.40	m	dimensione trasversale verifica
$P_{Ed} (KN) =$	12156	KN	Carico complessivo VERTICALE sulla fascia di dimensione b
$H_{Ed} (KN) =$	364.68	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
$\delta(m) =$	0.15	m	copriferro riferito al baricentro delle armature compressive in trazione
$d(m) =$	1.85	m	altezza utile
$l(m) =$	2.17	m	$a+0,2d$
$\lambda =$	1.30		$\lambda = ctg\psi \leq l/(0,9d)$

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

$n^{\circ} R1 =$	1	$\phi 1(mm) =$	24.0	$p1(cm) =$	10.0	$\theta 1^{\circ} =$	0.0
$A_{\phi i} (mm^2) =$	452.39	$nb \text{ tot } 1 =$	34.0	$A_{\phi} \text{ TOT} (mm^2) =$	15381.22	$A_{\phi} \text{ CAL}(mm^2) =$	15381.22

Registro tipo 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	$nb \text{ tot } 2 =$	34.0	$A_{\phi} \text{ TOT} (mm^2) =$	15381.22	$A_{\phi} \text{ CAL}(mm^2) =$	15381.22

Registro tipo R3

$n^{\circ} R3 =$	1	$\phi 3(mm) =$	24.0	$p3(cm) =$	10.0	$\theta 3^{\circ} =$	0.0
$A_{\phi i} (mm^2) =$	452.39	$nb \text{ tot } 3 =$	34.0	$A_{\phi} \text{ TOT} (mm^2) =$	15381.22	$A_{\phi} \text{ CAL}(mm^2) =$	15381.22

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]
VI04	spalla A	1500	9	23.0	5399	-	3810	3611
VI04	spalla B	1500	9	23.0	5399	-	3810	3611
VI04	Pila 1	1500	12	32.0	8970	-3201	6077	5033
VI04	Pila 2	1500	12	34.0	9797	-3685	6730	5431
VI04	Pila 3	1500	9	37.0	10650	-3807	6589	5510
VI04	Pila 4	1500	12	39.0	11569	-4970	8377	6524
VI04	Pila 8	1200	9	26.0	5103	-1247	3465	3040

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	QII/1.25[kN]	FS
966	3.0	2927	1118.5	1.16	6344.0	1.18	-	-	6904.0	1.81
966	3.0	2927	1118.5	1.16	6136.0	1.14	-	-	6600.0	1.73
1259	2.8	3525	1282.5	1.02	9936.0	1.11	7725.0	2.41	11003.2	1.81
1279	2.8	3581	1282.5	1.00	10667.0	1.09	8344.0	2.26	11908.0	1.77
1136	2.8	3181	1271.0	1.12	11728.0	1.10	9271.0	2.44	13264.8	2.01
1108	2.8	3102	1248.6	1.13	12322.0	1.07	9890.0	1.99	14169.6	1.69
750	2.4	1800	1118.6	1.49	6093.0	1.19	4619.0	3.70	6684.0	1.93