

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA - CATANIA - PALERMO

NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO - CATANIA

U.O. OPERE CIVILI E GESTIONE DELLE VARIANTI

PROGETTO DEFINITIVO

TRATTA DITTAINO – CATENANUOVA (LOTTO 5)

OPERE PRINCIPALI – PONTI E VIADOTTI

VI06 - Viadotto ferroviario a Singolo Binario

Relazione di calcolo Pile

SCALA:

-

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

RS3E 50 D 09 CL VI0605 005 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autore	Approvato	Data
A	EMISSIONE ESECUTIVA	Abbasiano	Novembre 2019	A. Ferri	Novembre 2019	F. Sparacino	Novembre 2019	A. Vittozzi		Novembre 2019

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

INDICE

1	PREMESSA	4
1.1	DESCRIZIONE DELL'OPERA	4
1.2	ASPETTI LEGATI ALLE OPERE DI FONDAZIONE	5
2	RIFERIMENTI NORMATIVI	7
3	MATERIALI	8
3.1	VERIFICA S.L.E.	9
3.1.1	<i>Verifiche alle tensioni</i>	9
3.1.2	<i>Verifiche a fessurazione</i>	9
4	ANALISI E VERIFICHE PILA	11
4.1	GENERALITÀ	11
4.2	MODELLI A MENSOLA PER LA VERIFICA DELLE PILE	11
4.3	CONDIZIONI ELEMENTARI E COMBINAZIONI DI CARICO	11
4.4	SISTEMI DI RIFERIMENTO ED UNITÀ DI MISURA	15
4.5	GEOMETRIA DELLA PILA	16
4.6	ANALISI DEI CARICHI	17
4.6.1	<i>Peso proprio elementi strutturali</i>	17
4.6.2	<i>Carichi trasmessi dall'impalcato</i>	17
4.6.3	<i>Azione del Vento</i>	20
4.6.4	<i>Carichi da traffico verticali</i>	22
4.6.5	<i>Effetti dinamici</i>	23
4.6.6	<i>Carichi da traffico orizzontali</i>	23
4.6.7	<i>Azione sismica</i>	25
4.6.8	<i>Calcolo delle sollecitazioni in testa pali</i>	29
4.6.9	<i>Riepilogo risultati</i>	29
4.7	SOLLECITAZIONI	31

4.7.1	<i>Plinto di fondazione</i>	32
4.8	PALI DI FONDAZIONE	33
4.9	VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI.....	34
4.9.1	<i>Pila</i>	37
4.9.2	<i>Zattera di fondazione</i>	43
4.9.3	<i>Palo di fondazione L=35.0m</i>	46

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 **VI06** della tratta ferroviaria Dittaino-Catenanuova, 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 22** 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 14 gennaio 2008.

1.1 Descrizione dell'opera

Il viadotto ferroviario VI06 ha una lunghezza totale di circa 985 m, è costituito da 13 impalcati in c.a.p da 25m, 14 in sezione mista acciaio/cls di luce 40m ed 2 in sezione mista acciaio/cls di luce 50m. Il viadotto è previsto a singolo binario.

Pile e spalle sono realizzate in c.a. gettato in opera.

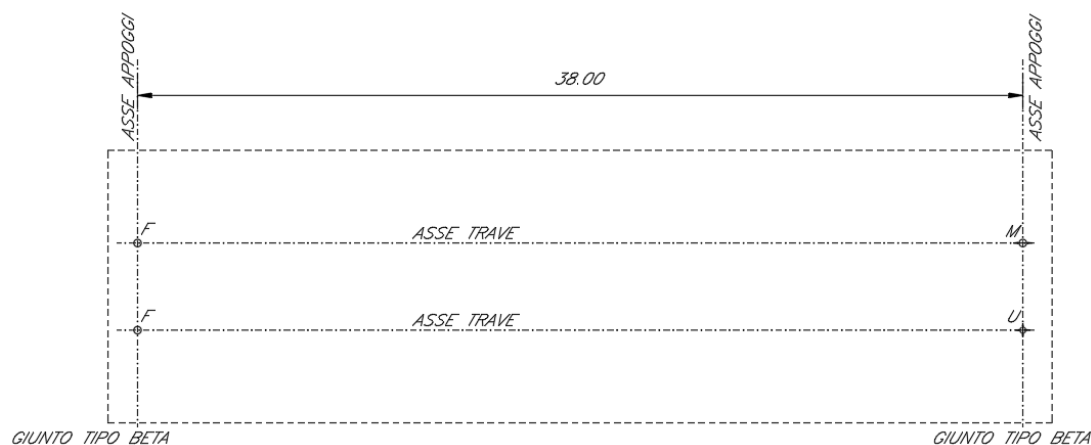


Figura 1: schema appoggi impalcati sx e dx

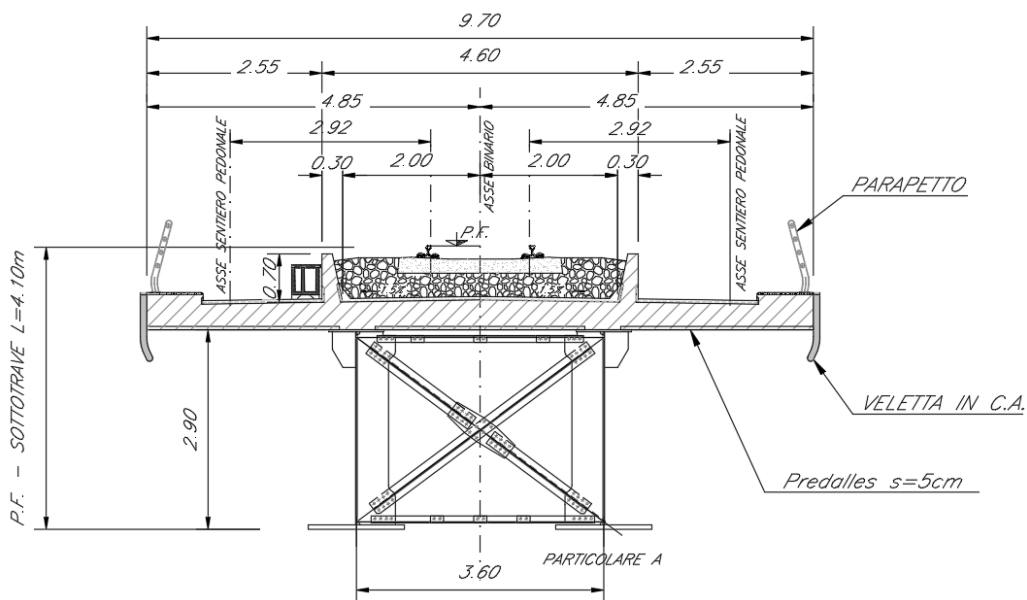
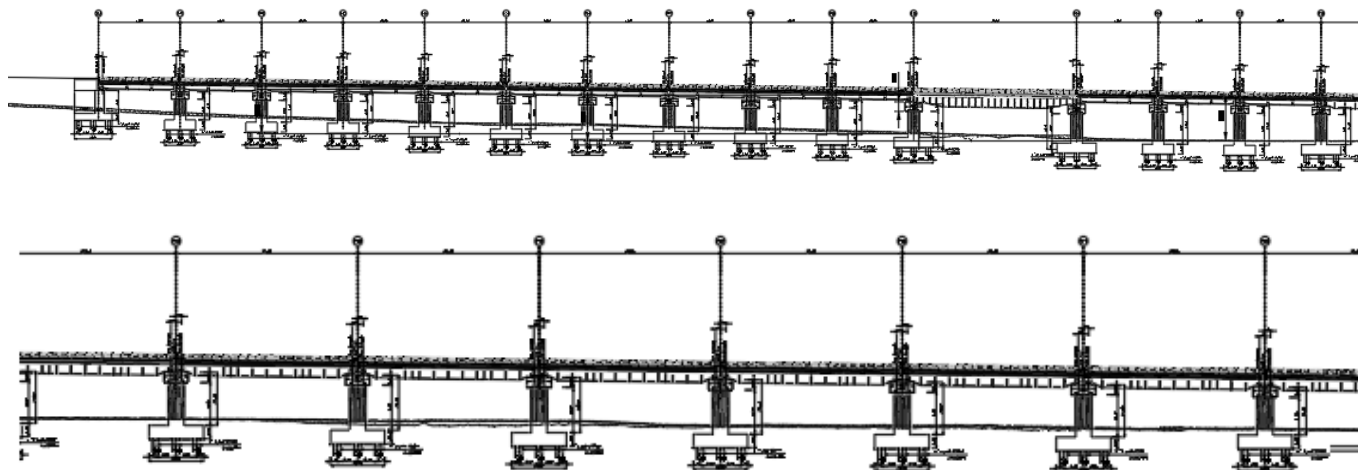


Figura 2: sezione trasversale impalcato sx edx

1.2 Aspetti legati alle opere di fondazione

Le fondazioni sono realizzate sia per le pile che per le spalle con plinti su pali di grande diametro.

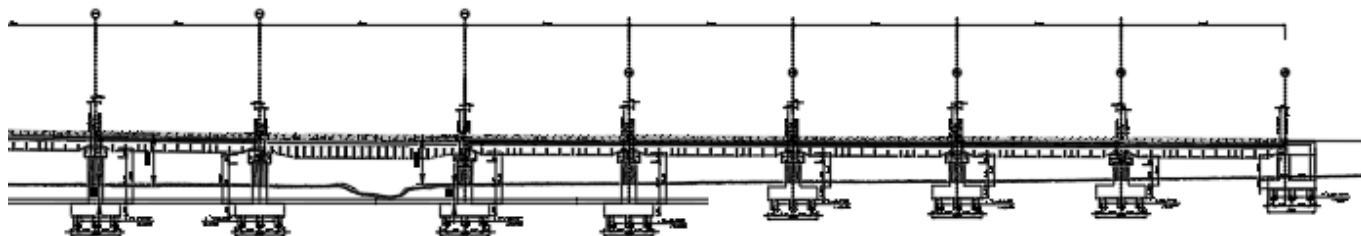




DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA - CATANIA - PALERMO
NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO - CATANIA
PROGETTO DEFINITIVO
VI06 - Viadotto ferroviario a Singolo Binario

RELAZIONE DI CALCOLO PILA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 09 CL	VI 06 05 005	A	6 di 51



	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA - CATANIA - PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO - CATANIA PROGETTO DEFINITIVO VI06 - Viadotto ferroviario a Singolo Binario					
	RELAZIONE DI CALCOLO PILA	COMMESSA RS3E	LOTTO 50	CODIFICA D 09 CL	DOCUMENTO VI 06 05 005	REV. A

2 RIFERIMENTI NORMATIVI

Le principali Normative nazionali ed internazionali vigenti alla data di redazione del presente documento e prese a riferimento sono le seguenti:

- Norme Tecniche per le Costruzioni, DM del 14/01/2008;
- Legge 05/01/1971 n°1086: Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, ed a struttura metallica;
- Legge 02/02/1974 n°64: Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche;
- C.M. 02/02/2009 n.617: Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni";
- RFI DTC SI PS MA IFS 001 A del 30/12/2016: Manuale di progettazione delle opere civili – Parte II – Sezione 2 – Ponti e Strutture;
- RFI DTC SI PS SP IFS 001 A del 30/12/2016: Capitolato generale tecnico di appalto delle opere civili – Parte II – Sezione 6 – Opere in conglomerato cementizio e in acciaio;
- UNI EN 1991-1-4:2005: Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture – Parte 1-4: Azioni in generale – Azioni del vento;
- UNI EN 1992-1-1:2005: Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici;
- UNI EN 1992-2:2006: Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 2: Ponti;
- UNI EN 1993-1-1:2005: Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici;
- UNI EN 1993-2:2007: Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 2: Ponti;
- UNI EN 1998-1:2005: Eurocodice 8 – Progettazione delle struttura per la resistenza sismica – Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici;
- UNI EN 1998-2:2006: Eurocodice 8 – Progettazione delle struttura per la resistenza sismica – Parte 2: Ponti;
- o 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 C25/30
- TIPO CEMENTO CEM III+V
- RAPPORTO A/C : ≤ 0.60
- CLASSE MINIMA DI CONSISTENZA : S4
- CLASSE DI ESPOSIZIONE AMBIENTALE : XC2
- 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 ELETTRISALDATE

B450C saldabile che presenta le seguenti caratteristiche :

- Tensione di snervamento caratteristica $f_{yk} > 450 \text{ N/mm}^2$
 - Tensione caratteristica a rottura $f_{tk} > 540 \text{ N/mm}^2$
- $1.15 \leq f_{tk}/f_{yk} < 1.35$

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

3.1 Verifica S.L.E.

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

3.1.1 Verifiche alle tensioni

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

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 09 CL	VI 06 05 005	A	10 di 51

		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 14.1.2008, 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. 617/09.



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA - CATANIA - PALERMO
NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO - CATANIA
PROGETTO DEFINITIVO
VI06 - Viadotto ferroviario a Singolo Binario

RELAZIONE DI CALCOLO PILA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 09 CL	VI 06 05 005	A	11 di 51

4 ANALISI E VERIFICHE PILA

4.1 Generalità

La pila presenta una sezione **circolare** di diametro 4.5m, una altezza complessiva di 11.30m.

Il pulvino è costituito da una sezione piena di dimensione 5.3x 8.00m ed altezza 2.20m.

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 NTC08, 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.

RELAZIONE DI CALCOLO PILA

COMMESSA LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO
RS3E 50 D 09 CL VI 06 05 005 A 14 di 51

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

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

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

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

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

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

RELAZIONE DI CALCOLO PILA

COMMESSA LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO
RS3E 50 D 09 CL VI 06 05 005 A 15 di 51

A1 - SUI G min - N max gr.3	A1 - SUI G min - MT max gr.3	A1 - SUI G min - ML max gr.3	A1 - SUI G min - Vento ponte scarico	SLE ma - N max gr.1	SLE ma - MT max gr.1	SLE ma - ML max gr.1	SLE ma - N max gr.3	SLE ma - MT max gr.3	SLE ma - ML max gr.3	SLE ma - Vento ponte scarico	SLE freq - N max gr.1	SLE freq - MT max gr.1	SLE freq - ML max gr.1	SLE freq - N max gr.3	SLE freq - MT max gr.3	SLE freq - ML max gr.3	SLE freq - Vento ponte scarico	SLE quasi permanente	SUV - N max	SUV - MT max	SUV - ML max	SUV - MT max	SUV - ML max	SUV - 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	0.40	0.00	0.00	0.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.20	0.00	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	0.80	0.00	0.00	0.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.20	0.00	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	0.80	0.00	0.00	0.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.20	0.00	0.00	Comb. MTmax Q serpeggio
0.00	0.00	1.45	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.80	0.00	0.00	0.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.20	0.00	0.20	Comb. MLmax Qr
0.00	0.00	1.45	0.00	0.00	0.00	0.50	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.40	0.00	0.00	0.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.20	0.00	0.20	Comb. MLmax Q frenatura
0.00	0.00	0.73	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.50	0.00	0.00	0.80	0.00	0.00	0.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.20	0.00	0.20	Comb. MLmax Q centrifuga
0.00	0.00	0.73	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.50	0.00	0.00	0.80	0.00	0.00	0.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.20	0.00	0.20	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

$$1.00 \cdot Ex + 0.30 \cdot Ey + 0.30 \cdot Ez$$

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	14.75	m
Pulvino			
Altezza	H_p	2.20	m
Lunghezza lungo asse X	b_p	5.3	m
Lunghezza lungo asse Y	L_p	8.00	m
Area Sezione		42.40	m ²
% Vuoti sezione		0%	
Coordinata X del baricentro rispetto fondazione	x_p	0.00	m
Pila			
Altezza	H_m	11.30	m
Lunghezza lungo asse X	b_m	4.5	m
Lunghezza lungo asse Y	L_m	4.50	m
Area Sezione		15.90	m ²
% Vuoti sezione		0%	
Coordinata X del baricentro rispetto fondazione	x_m	0.00	m
Distanza asse baggioli- asse pila (sx)	x_{m1}	-1.20	m
Distanza asse baggioli- asse pila (dx)	x_{m2}	1.20	m
Plinto			
Altezza	H_f	3.00	m
Lunghezza lungo asse X	b_f	12.00	m
Lunghezza lungo asse Y	L_f	12.00	m
Spessore ricoprimento medio	h_t	3.00	m
Distanza asse baggioli - baricentro plinto (sx)		-1.20	m
Distanza asse baggioli - baricentro plinto (dx)		1.20	m
Terreno			
Angolo d'attrito interno (ϕ)		35	°
Coefficiente per il calcolo della spinta a riposo	<input type="checkbox"/>	$K_0 = 0.426$	<input type="checkbox"/>
Sisma			
S_s		1.472	
a_g		0.150	
Coefficiente sismico orizzontale	k_h	0.221	

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	40	m
Peso Proprio	G1	131	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	1310.0	kN
Reazione appoggio i = (G ₂ *L/2)/n	R _i	1200.0	kN
Reazione appoggio i = (G ₂ *L/2)/n (ballast)	R _i	0	kN

4.6.2 Carichi trasmessi dall'impalcato

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

RELAZIONE DI CALCOLO PILA

COMMESSA LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO
RS3E 50 D 09 CL VI 06 05 005 A 18 di 51

sx									
CAP 25 ML SINGOLO BINARIO									
APPOGGIO	REAZIONE	y	REAZ. LM71	REAZ. SW2	α LM71	α SW2	ϕ 3	REAZ. LM71	REAZ. SW2
1	0.530	1.55	1239	1875	1.1	1	1.20	1638	2254
2	0.470	-1.55	1239	1875	1.1	1	1.20	1638	2254
dx									
SEZIONE MISTA 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			142			142	4.80
Comb. Nmax Q serpeggio			13			13	3.00
Comb. MTmax Qv	1172			1040			0.00
Comb. MTmax Q frenatura		0			0		3.00
Comb. MTmax Q centrifuga			217			217	4.80
Comb. MTmax Q serpeggio			13			13	3.00
Comb. MLmax Qv	0			0			0.00
Comb. MLmax Q frenatura		0			0		3.00
Comb. MLmax Q centrifuga							4.80
Comb. MLmax Q serpeggio						0	3.00
Vento Ponte Scanico			170			170	3.15
Vento Ponte Carico			282			282	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			1390		1390	2.30
	Sisma verticale	411			411		0.00
q=1.36	Sisma longitudinale		0		0		2.30
	Sisma trasversale			1533		1533	2.30
	Sisma verticale	411			411		0.00
q=1	Sisma longitudinale		0		0		2.30
	Sisma trasversale			2085		2085	2.30
	Sisma verticale	411			411		0.00

REAZIONI VINCOLARI [kN,m]

dx

Appoggio	A			B			biz
	FZ	FX	FY	FZ	FX	FY	
Descrizione carico	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[m]
Peso proprio g1	1310			1310			0.00
Permanenti G2	1200			1200			0.00
Ballast							0.00
Comb. Nmax Qv	1114			988			0.00
Comb. Nmax Q frenatura		578			578		3.00
Comb. Nmax Q centrifuga			142			142	4.80
Comb. Nmax Q serpeggio			13			13	3.00
Comb. MTmax Qv	1172			1040			0.00
Comb. MTmax Q frenatura		500			500		3.00
Comb. MTmax Q centrifuga			217			217	4.80
Comb. MTmax Q serpeggio			13			13	3.00
Comb. MLmax Qv	1569			1391			0.00
Comb. MLmax Q frenatura		578			578		3.00
Comb. MLmax Q centrifuga			142			142	4.80
Comb. MLmax Q serpeggio			25			25	3.00
Vento Ponte Scarico			170			170	3.15
Vento Ponte Carico			282			282	3.50
Attrito permanente		75	75		75	75	0.00
Attrito carichi mobili		47	47		42	42	0.00
q _{1.5}	Sisma longitudinale		2750		2750		2.30
	Sisma trasversale			1390		1390	2.30
	Sisma verticale	411			411		0.00
q _{1.36}	Sisma longitudinale		3033		3033		2.30
	Sisma trasversale			1533		1533	2.30
	Sisma verticale	411			411		0.00
q ₁	Sisma longitudinale		4125		4125		2.30
	Sisma trasversale			2085		2085	2.30
	Sisma verticale	411			411		0.00

RELAZIONE DI CALCOLO PILA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 09 CL	VI 06 05 005	A	20 di 51

4.6.3 Azione del Vento

Azione del Vento - generale - NTC e EC 1-1-4:2005				
Condizione (ponte carico o scarico)		scarico	carico	
Altitudine sul livello del mare	as	250	250	m
Zona	Z	4	4	
Parametri	Vb,0	28	28	m/s
Parametri	a0	500	500	m
Parametri	ks	0.36	0.36	1/s
Velocità di riferimento (Tr=50anni)	$v_b = v_{b0} * (1 + k_s(a_s/a_0 - 1))$	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	15	15	m
Coefficiente di topografia	ct	1	1	
Coefficiente di esposizione (z)	ce(z)	2.62	2.62	
Larghezza impalcato	b	9.7	9.7	m
Altezza impalcato	h1	4.5	5.2	m
Altezza treno o parapetto	h2	1.5	4	m
Altezza totale impalcato (comprese le barriere o treno)	dtot	6	9.2	m
Rapporto di forma	b/dtot	1.62	1.05	
Coefficiente di forza (figura 8.3 EC)	cfx	2.02	2.18	
Riepilogo				
Pressione cinetica di riferimento	qb	0.54	0.54	kN/mq
Coefficiente di esposizione	ce	2.62	2.62	
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	16.9	28.2	kN/m
Pressione statica equivalente	p=f/d	2.82	3.06	kN/mq
Pressione statica equivalente (minima considerata)	pmin	1.5	1.5	kN/mq
Forza statica equivalente a m/l considerata	f	16.9	28.2	kN/m
Vento impalcato a ponte scarico				
		sx	dx	
Forza statica equivalente	f	16.9	16.9	kN/m
Luce impalcato	L	40	40	m
Forza trasversale al piano appoggi	FT=f*L/2	339	339	kN/m
Vento impalcato a ponte carico				
Forza statica equivalente	f	28.2	28.2	kN/m
Luce impalcato	L	40	40	m
Forza trasversale al piano appoggi	FT=f*L/2	563	563	kN/m

RELAZIONE DI CALCOLO PILA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 09 CL	VI 06 05 005	A	21 di 51

Vento su Pila e Pulvino					
Parametri	kr	0.19	0.19		
Parametri	z0	0.05	0.05	m	
Parametri	zmin	4	4	m	
Altezza di riferimento per pila e pulvino (EC punto 7.6(2))	z	13.50	13.5	m	
Coefficiente di topografia	ct	1	1		
Coefficiente di esposizione (z)	ce(z)	2.55	2.55		
		dir.x	dir.x		
Altezza (dir.z)	h	2.20	11.30	m	
Larghezza in direz. Ortogonale al vento	b	8.00	4.50	m	
Larghezza in direz. Parallela al vento	d	5.3	4.5	m	
Rapporto di forma	d/b	0.66	1.00		
Coefficiente di forza (figura 7.23 EC)	cfx	2.38	2.15		
Raggio di arrotondamento (figura 7.24 EC)	r	0	2.25	m	
Rapporto di forma II	r/b	0.00	0.50		
Fattore di riduzione (figura 7.24 EC)	Ψ	1.00	0.50		
Pressione di riferimento	$q=\Psi*cfx*ce*qb$	3.25	1.47	kN/mq	
Area investita dal vento	$A=b*h$	17.6	50.85	mq	
Forza statica equivalente	$F=q*A$	57	75	kN	
		dir.y	dir.y		
Altezza (dir.z)	h	2.20	11.30	m	
Larghezza in direz. Ortogonale al vento	b	5.3	4.5	m	
Larghezza in direz. Parallela al vento	d	8	4.5	m	
Rapporto di forma	d/b	1.51	1.00		
Coefficiente di forza (figura 7.23 EC)	cfx	1.86	2.15		
Raggio di arrotondamento (figura 7.24 EC)	r	0	2.25	m	
Rapporto di forma II	r/b	0.00	0.50		
Fattore di riduzione (figura 7.24 EC)	Ψ	1.00	0.50		
Pressione di riferimento	$q=\Psi*cfx*ce*qb$	2.53	1.47	kN/mq	
Area investita dal vento	$A=b*h$	11.66	50.85	mq	
Forza statica equivalente	$F=q*A$	30	75	kN	
Riepilogo					
Vento x					
Pulvino	F	57	kN		
Pila	F	75	kN		
Distanza tra spiccato fusto e testa pulvino	bz	13.50	m		
Forza totale	F Tot	132	kN		
Vento y					
Pulvino	F	30	kN		
Pila	F	75	kN		
Distanza tra spiccato fusto e testa pulvino	bz	13.50	m		
Forza totale	F Tot	104	kN		

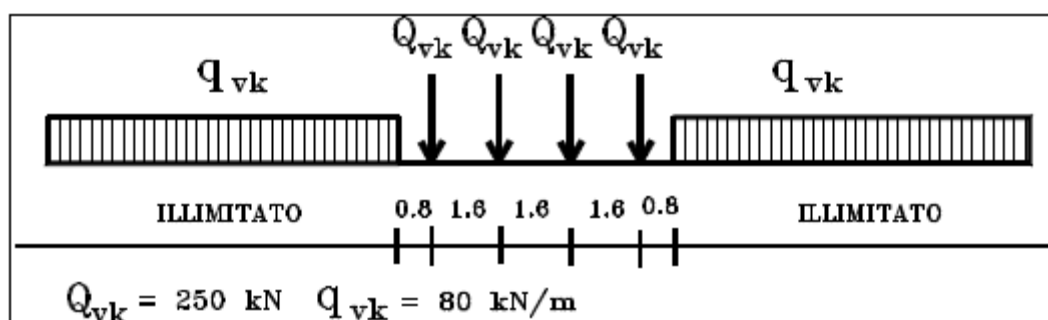
4.6.4 Carichi da traffico verticali

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

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

➤ Modello di carico LM71

Sia le istruzioni RFI che le NTC 2008 (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

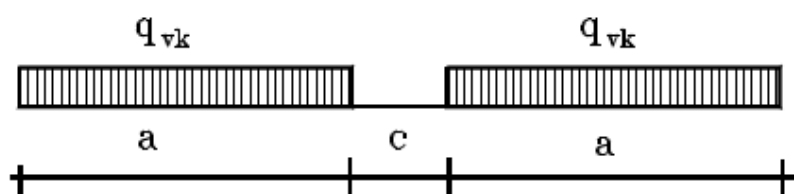
Carichi concentrati: quattro assi da 250 kN disposti ad interasse di 1,60 m;

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 2008 (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 14.1.2008 che per l'opera in esame riporta:

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

4.6.6 Carichi da traffico orizzontali

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

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

RELAZIONE DI CALCOLO PILA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 09 CL	VI 06 05 005	A	24 di 51

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	e3 Coeff. Dinamico	1.092	
raggio planimetrico	750	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	235	Per V>120 km/h						
	182	Per V<120 km/h						
Qtk scelto	235							
qtk	19	Per V>120 km/h	qtk	17	Per V=100 km/h	qtk	17	Per V=100 km/h
	15	Per V<120 km/h						
qtk scelto	19							
L calc= L-6.4m	33.6	m	L calc	30	m	L calc	33	m
qtk*Lcalc	631	kN	qtk*Lcalc	503	kN	qtk*Lcalc	568	kN
FT=(qtk*Lcalc + qtk)/2	433	kN	FT= qtk*Lcalc /2	252		FT= qtk*Lcalc /2	284	

Forza centrifuga dx

L	40	m	L ₀	38	m
velocità di progetto	160	km/h	e3 Coeff. Dinamico	1.092	
raggio planimetrico	750	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	235	Per V>120 km/h						
	182	Per V<120 km/h						
Qtk scelto	235							
qtk	19	Per V>120 km/h	qtk	17	Per V=100 km/h	qtk	17	Per V=100 km/h
	15	Per V<120 km/h						
qtk scelto	19							
L calc= L-6.4m	33.6	m	L calc	30	m	L calc	33	m
qtk*Lcalc	631	kN	qtk*Lcalc	503	kN	qtk*Lcalc	568	kN
FT=(qtk*Lcalc + qtk)/2	433	kN	FT= qtk*Lcalc /2	252		FT= qtk*Lcalc /2	284	

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. 14 gennaio 2008 e relativa circolare applicativa.

➤ Valori di progetto

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

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate LONGITUDINE: LATITUDINE:

Ricerca per comune REGIONE: PROVINCIA: COMUNE:

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito



Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

Sito esterno al reticolo

Interpolazione su 3 nodi

Interpolazione corretta

Interpolazione:

media ponderata



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_R info

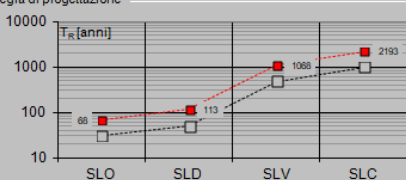
Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

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

Elaborazioni

- Grafici parametri azione
- Grafici spettri di risposta
- Tabella parametrizzazione

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
- - - Strategia scelta

INTRO FASE 1 **FASE 2** FASE 3

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 $S_S = 1.472$ $C_C = 1.287$ 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 (%) $\eta = 1.000$ info

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

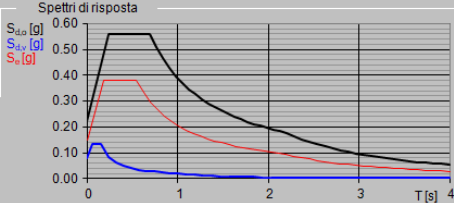
Compon. verticale

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

INTRO FASE 1 FASE 2 **FASE 3**

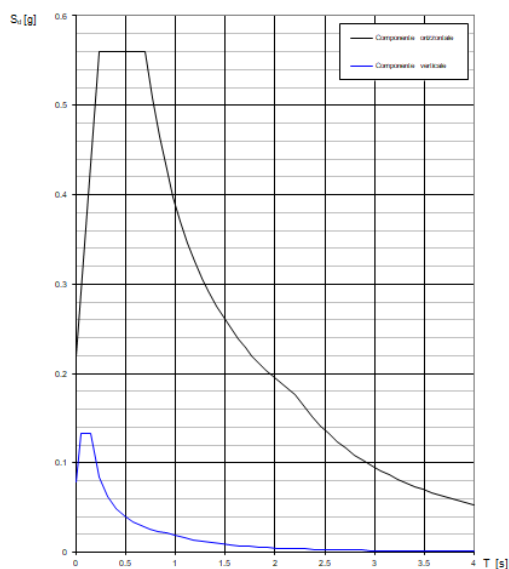
Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato lim SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_n	0.150 g
F_n	2.543
T_c^*	0.540 s
S_s	1.472
C_c	1.287
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.472
η	1.000
T_B	0.232 s
T_C	0.695 s
T_D	2.199 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, per il calcolo dei periodi propri della pila, 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

Condizione Sismica			
Massa sismica impalcato dir x	mix	10881	kN
Massa efficace pila dir x	mpx	3830	kN
Massa complessiva dir x	mix + mpx	14710	kN
1/5 Massa sismica impalcato dir x	mix/5	2176	kN
Verifica requisito dir x		no	
Massa sismica impalcato dir. y	mi _y	11032	kN
Massa efficace pila dir. Y	mp _y	3830	kN
Massa complessiva dir. Y	mi _y + mp _y	14862	kN
1/5 Massa sismica impalcato dir. Y	mi _y /5	2206	kN
Verifica requisito dir. Y		no	
Massa sismica impalcato dir. z	miz	11032	kN
Massa efficace pila dir. Z	mp _z	3830	kN
Massa complessiva dir. Z	miz + mp _z	14862	kN
1/5 Massa sismica impalcato dir. Z	miz/5	2206	kN
Verifica requisito dir. Z		no	

Inerzia Pila asse y	J _{yy}	20.13	m ⁴
Inerzia Pila asse x	J _{xx}	20.13	m ⁴
Area Pila	A _p	15.90	m ²
Rigidità Pila asse y	K _y	505223900.6	N/m
Rigidità Pila asse x	K _x	505223900.6	N/m
rigidità Pila asse z	K _z	38877209088	N/m
Periodo x	T _x	0.34	s
Periodo y	T _y	0.34	s
Periodo z	T _z	0.04	s

Accelerazione orizzontale Se(Tx) direzione x	a _g x	0.56	
Accelerazione orizzontale Se(Ty) direzione y	a _g y	0.56	
Accelerazione Verticale Se(Tz) direzione z	a _g z	0.11	
q=1.5			
Accelerazione orizzontale Sd(Tx) direzione x	a _g x	0.37	
Accelerazione orizzontale Sd(Ty) direzione y	a _g y	0.37	
Accelerazione Verticale Sd(Tz) direzione z	a _g z	0.11	
q=1.36			
Accelerazione orizzontale Sd(Tx) direzione x	a _g x	0.41	
Accelerazione orizzontale Sd(Ty) direzione y	a _g y	0.41	
Accelerazione Verticale Sd(Tz) direzione z	a _g z	0.11	
q=1			
Accelerazione orizzontale Sd(Tx) direzione x	a _g x	0.6	
Accelerazione orizzontale Sd(Ty) direzione y	a _g y	0.6	
Accelerazione Verticale Sd(Tz) direzione z	a _g z	0.1104	

Condizione Sismica - Taglienti Totali			
q=1.5			
Tagliante direzione x	F x	5500	kN
Tagliante direzione y	F y	5557	kN
Tagliante direzione z	F z	1641	kN
q=1.36			
Tagliante direzione x	F x	6066	kN
Tagliante direzione y	F y	6129	kN
Tagliante direzione z	F z	1641	kN
q=1			
Tagliante direzione x	F x	8250	kN
Tagliante direzione y	F y	8335	kN
Tagliante direzione z	F z	1641	kN

	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA - CATANIA - PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO - CATANIA PROGETTO DEFINITIVO VI06 - Viadotto ferroviario a Singolo Binario					
	RELAZIONE DI CALCOLO PILA	COMMESSA RS3E	LOTTO 50	CODIFICA D 09 CL	DOCUMENTO VI 06 05 005	REV. A

4.6.8 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.

4.6.9 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 .

RELAZIONE DI CALCOLO PILA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 09 CL	VI 06 05 005	A	30 di 51

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	6825			0.00	0.00	0	0	0
Vento su pila dir. x		132		0.00	0.00	13.50	0	1778
Vento su pila dir.y			104.1	0.00	0.00	13.50	1405	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	6825			0.00	0.00	0	0	0
Plinto	10800			0.00	0.00	1.50	0.00	0
Rinterro	7425			0.00	0.00	0.00	0.00	0
Vento su pila dir. x		132		0.00	0.00	16.50	0	2173
Vento su pila dir.y			104.1	0.00	0.00	16.50	1718	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		2385		0.00	0.00	1.50	0.00	3577
Plinto sisma y			2385	0.00	0.00	1.50	3577	0
Plinto sisma z	1192			0.00	0.00	1.50	0	0
Rinterro sisma z	820			0.00	0.00	0.00	0	0

4.7 Sollecitazioni

CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE INTERNA ALLA BASE DELLA PILA					
	Nz	Tx	Ty	Mx	My
A2 - SLU - N max gr.1	24505	1242	2253	38737	18358
A2 - SLU - MT max gr.1	23835	1144	2628	45692	17839
A2 - SLU - ML max gr.1	22005	1344	937	15361	25308
A2 - SLU - N max gr.3	24505	1964	1867	31551	30604
A2 - SLU - MT max gr.3	23835	1769	2054	34990	28433
A2 - SLU - ML max gr.3	22005	2066	728	11504	37544
A2 - SLU - Vento ponte scarico	18305	301	1321	21145	4202
A2 - SLU Gmin - N max gr.1	18265	1242	2253	38737	18358
A2 - SLU Gmin - MT max gr.1	17595	1144	2628	45692	17839
A2 - SLU Gmin - ML max gr.1	15765	1344	937	15361	25308
A2 - SLU Gmin - N max gr.3	18265	1964	1867	31551	30604
A2 - SLU Gmin - MT max gr.3	17595	1769	2054	34990	28433
A2 - SLU Gmin - ML max gr.3	15765	2066	728	11504	37544
A2 - SLU Gmin - Vento ponte scarico	12065	301	1321	21145	4202
A1 - SLU - N max gr.1	30680	1498	2665	45632	22093
A1 - SLU - MT max gr.1	29903	1385	3100	53700	21492
A1 - SLU - ML max gr.1	27780	1616	1144	18618	30147
A1 - SLU - N max gr.3	30680	2337	2217	37296	36319
A1 - SLU - MT max gr.3	29903	2111	2434	41286	33797
A1 - SLU - ML max gr.3	27780	2454	902	14142	44360
A1 - SLU - Vento ponte scarico	23488	407	1583	25222	5672
A1 - SLU Gmin - N max gr.1	19257	1498	2665	45632	22093
A1 - SLU Gmin - MT max gr.1	18480	1385	3100	53700	21492
A1 - SLU Gmin - ML max gr.1	16357	1616	1144	18618	30147
A1 - SLU Gmin - N max gr.3	19257	2337	2217	37296	36319
A1 - SLU Gmin - MT max gr.3	18480	2111	2434	41286	33797
A1 - SLU Gmin - ML max gr.3	16357	2454	902	14142	44360
A1 - SLU Gmin - Vento ponte scarico	12065	301	1477	23752	4202
SLE rara - N max gr.1	21825	1054	1833	31324	15526
SLE rara - MT max gr.1	21289	976	2133	36888	15112
SLE rara - ML max gr.1	19825	1132	810	13129	21044
SLE rara - N max gr.3	21825	1632	1524	25575	25324
SLE rara - MT max gr.3	21289	1476	1674	28326	23587
SLE rara - ML max gr.3	19825	1710	643	10043	30833
SLE rara - Vento ponte scarico	16865	301	1085	17235	4202
SLE freq. - N max gr.1	20833	903	935	15777	13262
SLE freq. - MT max gr.1	20404	841	1175	20228	12930
SLE freq. - ML max gr.1	19233	903	708	11344	16822
SLE freq. - N max gr.3	20833	1366	688	11178	21099
SLE freq. - MT max gr.3	20404	1241	808	13379	19710
SLE freq. - ML max gr.3	19233	1365	574	8875	24653
SLE freq. - Vento ponte scarico	16865	301	641	10016	4202
SLE quasi permanente	16865	301	301	4202	4202
q = 1,5					
SLV - N max	19501	2067	1977	32100	33138
SLV - MT max gr.1	18243	2036	5929	96457	32790
SLV - ML max gr.1	17950	5917	1920	30991	96589
SLV - MT max gr.3	17257	2036	5929	96457	32790
SLV - ML max gr.3	16964	5917	1920	30991	96589
SLV - N min	16213	2067	1977	32100	33138
q = 1,36					
SLV - N max	19501	2237	2149	34828	35898
SLV - MT max gr.1	18243	2205	6501	105711	35550
SLV - ML max gr.1	17950	6483	2092	33782	105789
SLV - MT max gr.3	17257	2205	6501	105711	35550
SLV - ML max gr.3	16964	6483	2092	33782	105789
SLV - N min	16213	2237	2149	34828	35898
q = 1					
SLV - N max	19501	2892	2811	45652	46544
SLV - MT max gr.1	18243	2861	8709	141632	46197
SLV - ML max gr.1	17950	8667	2754	44544	141276
SLV - MT max gr.3	17257	2861	8709	141632	46197
SLV - ML max gr.3	16964	8667	2754	44544	141276
SLV - N min	16213	2892	2811	45652	46544

Tabella 3 – Sollecitazioni della base della pila

4.7.1 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	Tx	Ty	Mx	My	
A2 - SLU - N max gr.1	44957	1242	2253	45496	22083	
A2 - SLU - MT max gr.1	44287	1144	2628	53575	21272	
A2 - SLU - ML max gr.1	42457	1344	937	18172	29340	
A2 - SLU - N max gr.3	44957	1964	1867	37151	36497	
A2 - SLU - MT max gr.3	44287	1769	2054	41153	33741	
A2 - SLU - ML max gr.3	42457	2066	728	13688	43741	
A2 - SLU - Vento ponte scarico	38757	301	1321	25107	5105	
A2 - SLU Gmin - N max gr.1	29065	1242	2253	45496	22083	
A2 - SLU Gmin - MT max gr.1	28395	1144	2628	53575	21272	
A2 - SLU Gmin - ML max gr.1	26565	1344	937	18172	29340	
A2 - SLU Gmin - N max gr.3	29065	1964	1867	37151	36497	
A2 - SLU Gmin - MT max gr.3	28395	1769	2054	41153	33741	
A2 - SLU Gmin - ML max gr.3	26565	2066	728	13688	43741	
A2 - SLU Gmin - Vento ponte scarico	22865	301	1321	25107	5105	
A1 - SLU - N max gr.1	56397	1498	2665	53626	26587	
A1 - SLU - MT max gr.1	55620	1385	3100	62999	25646	
A1 - SLU - ML max gr.1	53497	1616	1144	22050	34994	
A1 - SLU - N max gr.3	56397	2337	2217	43946	43330	
A1 - SLU - MT max gr.3	55620	2111	2434	48588	40129	
A1 - SLU - ML max gr.3	53497	2454	902	16848	51722	
A1 - SLU - Vento ponte scarico	49205	407	1583	29971	6892	
A1 - SLU Gmin - N max gr.1	30057	1498	2665	53626	26587	
A1 - SLU Gmin - MT max gr.1	29280	1385	3100	62999	25646	
A1 - SLU Gmin - ML max gr.1	27157	1616	1144	22050	34994	
A1 - SLU Gmin - N max gr.3	30057	2337	2217	43946	43330	
A1 - SLU Gmin - MT max gr.3	29280	2111	2434	48588	40129	
A1 - SLU Gmin - ML max gr.3	27157	2454	902	16848	51722	
A1 - SLU Gmin - Vento ponte scarico	22865	301	1477	28184	5105	
SLE rara - N max gr.1	40050	1054	1833	36823	18688	
SLE rara - MT max gr.1	39514	976	2133	43287	18039	
SLE rara - ML max gr.1	38050	1132	810	15559	24441	
SLE rara - N max gr.3	40050	1632	1524	30147	30219	
SLE rara - MT max gr.3	39514	1476	1674	33348	28014	
SLE rara - ML max gr.3	38050	1710	643	11971	35962	
SLE rara - Vento ponte scarico	35090	301	1085	20491	5105	
SLE freq. - N max gr.1	39058	903	935	18582	15971	
SLE freq. - MT max gr.1	38629	841	1175	23753	15452	
SLE freq. - ML max gr.1	37458	903	708	13468	19531	
SLE freq. - N max gr.3	39058	1366	688	13242	25196	
SLE freq. - MT max gr.3	38629	1241	808	15803	23432	
SLE freq. - ML max gr.3	37458	1365	574	10598	28748	
SLE freq. - Vento ponte scarico	35090	301	641	11939	5105	
SLE quasi permanente	35090	301	301	5105	5105	
q = 1.5						
SLV - N max	39738	2782	2693	39104	40411	
SLV - MT max gr.1	37072	2751	8314	117822	39970	
SLV - ML max gr.1	36779	8301	2636	37825	117915	
SLV - MT max gr.3	34878	2751	8314	117822	39970	
SLV - ML max gr.3	34585	8301	2636	37825	117915	
SLV - N min	32426	2782	2693	39104	40411	
q = 1.36						
SLV - N max	39738	2952	2864	42347	43681	
SLV - MT max gr.1	37072	2921	8886	128792	43240	
SLV - ML max gr.1	36779	8867	2807	41131	128814	
SLV - MT max gr.3	34878	2921	8886	128792	43240	
SLV - ML max gr.3	34585	8867	2807	41131	128814	
SLV - N min	32426	2952	2864	42347	43681	
q = 1						
SLV - N max	39738	3607	3527	55159	56292	
SLV - MT max gr.1	37072	3576	11094	171337	55851	
SLV - ML max gr.1	36779	11051	3470	53880	170853	
SLV - MT max gr.3	34878	3576	11094	171337	55851	
SLV - ML max gr.3	34585	11051	3470	53880	170853	
SLV - N min	32426	3607	3527	55159	56292	

Tabella 4 – Sollecitazioni ad intradosso del baricentro fondazione

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
Al - SLU - N max gr.1	56397	1498	2665	53626	26587	9237	3296	340
Al - SLU - MT max gr.1	55620	1385	3100	62999	25646	9463	2897	377
Al - SLU - ML max gr.1	53497	1616	1144	22050	34994	8057	3831	220
Al - SLU - N max gr.3	56397	2337	2217	43946	43330	9499	3034	358
Al - SLU - MT max gr.3	55620	2111	2434	48588	40129	9466	2894	358
Al - SLU - ML max gr.3	53497	2454	902	16848	51722	8484	3404	291
Al - SLU - Vento ponte scarico	49205	407	1583	29971	6892	6833	4102	182
Al - SLU Gmin - N max gr.1	30057	1498	2665	53626	26587	6311	369	340
Al - SLU Gmin - MT max gr.1	29280	1385	3100	62999	25646	6536	-30	377
Al - SLU Gmin - ML max gr.1	27157	1616	1144	22050	34994	5130	905	220
Al - SLU Gmin - N max gr.3	30057	2337	2217	43946	43330	6572	107	358
Al - SLU Gmin - MT max gr.3	29280	2111	2434	48588	40129	6539	-33	358
Al - SLU Gmin - ML max gr.3	27157	2454	902	16848	51722	5557	478	291
Al - SLU Gmin - Vento ponte scarico	22865	301	1477	28184	5105	3773	1308	168
						9499	-33	377

Tabella 5 – 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	39738	2952	2864	42347	43681	7602	1229	457
SLV - MT max gr.1	37072	2921	8886	128792	43240	10491	-2252	1039
SLV - ML max gr.1	36779	8867	2807	41131	128814	10381	-2208	1033
SLV - MT max gr.3	34878	2921	8886	128792	43240	10247	-2496	1039
SLV - ML max gr.3	34585	8867	2807	41131	128814	10137	-2451	1033
SLV - N min	32426	2952	2864	42347	43681	6789	417	457
						10491	-2496	1039

Tabella 6 – 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	39738	3607	3527	55159	56292	8543	288	561
SLV - MT max gr.1	37072	3576	11094	171337	55851	12533	-4295	1295
SLV - ML max gr.1	36779	11051	3470	53880	170853	12410	-4237	1287
SLV - MT max gr.3	34878	3576	11094	171337	55851	12290	-4539	1295
SLV - ML max gr.3	34585	11051	3470	53880	170853	12166	-4481	1287
SLV - N min	32426	3607	3527	55159	56292	7731	-525	561
						12533	-4539	1295

Tabella 7 – Sollecitazioni massime sul singolo palo C.C. SLV q=1

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
SLE rara - N max gr.1	40050	1054	1833	36823	18688	6506	2394	235
SLE rara - MT max gr.1	39514	976	2133	43287	18039	6662	2119	261
SLE rara - ML max gr.1	38050	1132	810	15559	24441	5709	2746	155
SLE rara - N max gr.3	40050	1632	1524	30147	30219	6686	2214	248
SLE rara - MT max gr.3	39514	1476	1674	33348	28014	6663	2118	248
SLE rara - ML max gr.3	38050	1710	643	11971	35962	6003	2452	203
SLE rara - Vento ponte scarico	35090	301	1085	20491	5105	4847	2951	125
						6686	2118	261

Tabella 8 – Sollecitazioni massime sul singolo palo C.C. SLE

4.9 Verifiche degli elementi strutturali

Per tutti gli elementi strutturali della spalla (muro frontale, muro paraghiaia, ...) 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)

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	24505	1242	2253	38737	18358
	Tx,A _{max}	A2 - SLU - ML max gr.3	22005	2066	728	11504	37544
	Ty,A _{max}	A2 - SLU - MT max gr.1	23835	1144	2628	45692	17839
	Mxx _{max}	A2 - SLU - MT max gr.1	23835	1144	2628	45692	17839
	Myy _{max}	A2 - SLU - ML max gr.3	22005	2066	728	11504	37544
SLU STR	Nz,A _{max}	A1 - SLU - N max gr.1	30680	1498	2665	45632	22093
	Tx,A _{max}	A1 - SLU - ML max gr.3	27780	2454	902	14142	44360
	Ty,A _{max}	A1 - SLU - MT max gr.1	29903	1385	3100	53700	21492
	Mxx _{max}	A1 - SLU - MT max gr.1	29903	1385	3100	53700	21492
	Myy _{max}	A1 - SLU - ML max gr.3	27780	2454	902	14142	44360
SLE RARA	Nz,A _{max}	SLE rara - N max gr.1	21825	1054	1833	31324	15526
	Tx,A _{max}	SLE rara - ML max gr.3	19825	1710	643	10043	30833
	Ty,A _{max}	SLE rara - MT max gr.1	21289	976	2133	36888	15112
	Mxx _{max}	SLE rara - MT max gr.1	21289	976	2133	36888	15112
	Myy _{max}	SLE rara - ML max gr.3	19825	1710	643	10043	30833
SLE FREQUENTE	Nz,A _{max}	SLE freq.- N max gr.1	20833	903	935	15777	13262
	Tx,A _{max}	SLE freq.- N max gr.3	20833	1366	688	11178	21099
	Ty,A _{max}	SLE freq.- MT max gr.1	20404	841	1175	20228	12930
	Mxx _{max}	SLE freq.- MT max gr.1	20404	841	1175	20228	12930
	Myy _{max}	SLE freq.- ML max gr.3	19233	1365	574	8875	24653
SLE Q.P.		SLE quasi permanente	16865	301	301	4202	4202
SLV q=1.5	Nz,A _{max}	SLV - N max	19501	2067	1977	32100	33138
	Tx,A _{max}	SLV - ML max gr.1	17950	5917	1920	30991	96589
	Ty,A _{max}	SLV - MT max gr.1	18243	2036	5929	96457	32790
	Mxx _{max}	SLV - MT max gr.1	18243	2036	5929	96457	32790
	Myy _{max}	SLV - ML max gr.1	17950	5917	1920	30991	96589
SLV q=1.36	Nz,A _{max}	SLV - N max	19501	2237	2149	34828	35898
	Tx,A _{max}	SLV - ML max gr.1	17950	6483	2092	33782	105789
	Ty,A _{max}	SLV - MT max gr.1	18243	2205	6501	105711	35550
	Mxx _{max}	SLV - MT max gr.1	18243	2205	6501	105711	35550
	Myy _{max}	SLV - ML max gr.1	17950	6483	2092	33782	105789
SLV q=1	Nz,A _{max}	SLV - N max	19501	2892	2811	45652	46544
	Tx,A _{max}	SLV - ML max gr.1	17950	8667	2754	44544	141276
	Ty,A _{max}	SLV - MT max gr.1	18243	2861	8709	141632	46197
	Mxx _{max}	SLV - MT max gr.1	18243	2861	8709	141632	46197
	Myy _{max}	SLV - ML max gr.1	17950	8667	2754	44544	141276

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	44957	1242	2253	45496	22083
	Tx,A _{max}	A2 - SLU - ML max gr.3	42457	2066	728	13688	43741
	Ty,A _{max}	A2 - SLU - MT max gr.1	44287	1144	2628	53575	21272
	Mxx _{max}	A2 - SLU - MT max gr.1	44287	1144	2628	53575	21272
	Myy _{max}	A2 - SLU - ML max gr.3	42457	2066	728	13688	43741
SLU STR	Nz,A _{max}	A1 - SLU - N max gr.1	56397	1498	2665	53626	26587
	Tx,A _{max}	A1 - SLU - ML max gr.3	53497	2454	902	16848	51722
	Ty,A _{max}	A1 - SLU - MT max gr.1	55620	1385	3100	62999	25646
	Mxx _{max}	A1 - SLU - MT max gr.1	55620	1385	3100	62999	25646
	Myy _{max}	A1 - SLU - ML max gr.3	53497	2454	902	16848	51722
SLE RARA	Nz,A _{max}	SLE rara - N max gr.1	40050	1054	1833	36823	18688
	Tx,A _{max}	SLE rara - ML max gr.3	38050	1710	643	11971	35962
	Ty,A _{max}	SLE rara - MT max gr.1	39514	976	2133	43287	18039
	Mxx _{max}	SLE rara - MT max gr.1	39514	976	2133	43287	18039
	Myy _{max}	SLE rara - ML max gr.3	38050	1710	643	11971	35962
SLE FREQUENTE	Nz,A _{max}	SLE freq.- N max gr.1	39058	903	935	18582	15971
	Tx,A _{max}	SLE freq.- N max gr.3	39058	1366	688	13242	25196
	Ty,A _{max}	SLE freq.- MT max gr.1	38629	841	1175	23753	15452
	Mxx _{max}	SLE freq.- MT max gr.1	38629	841	1175	23753	15452
	Myy _{max}	SLE freq.- ML max gr.3	37458	1365	574	10598	28748
SLE Q.P.		SLE quasi permanente	35090	301	301	5105	5105
SLV q=1.5	Nz,A _{max}	SLV - N max	39738	2782	2693	39104	40411
	Tx,A _{max}	SLV - ML max gr.1	36779	8301	2636	37825	117915
	Ty,A _{max}	SLV - MT max gr.1	37072	2751	8314	117822	39970
	Mxx _{max}	SLV - MT max gr.1	37072	2751	8314	117822	39970
	Myy _{max}	SLV - ML max gr.1	36779	8301	2636	37825	117915
SLV q=1.36	Nz,A _{max}	SLV - N max	39738	2952	2864	42347	43681
	Tx,A _{max}	SLV - ML max gr.1	36779	8867	2807	41131	128814
	Ty,A _{max}	SLV - MT max gr.1	37072	2921	8886	128792	43240
	Mxx _{max}	SLV - MT max gr.1	37072	2921	8886	128792	43240
	Myy _{max}	SLV - ML max gr.1	36779	8867	2807	41131	128814
SLV q=1	Nz,A _{max}	SLV - N max	39738	3607	3527	55159	56292
	Tx,A _{max}	SLV - ML max gr.1	36779	11051	3470	53880	170853
	Ty,A _{max}	SLV - MT max gr.1	37072	3576	11094	171337	55851
	Mxx _{max}	SLV - MT max gr.1	37072	3576	11094	171337	55851
	Myy _{max}	SLV - ML max gr.1	36779	11051	3470	53880	170853

RELAZIONE DI CALCOLO PILA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 09 CL	VI 06 05 005	A	37 di 51

4.9.1 Pila

Taglio di progetto:

Direzione		Long.(Myy,Tx)	Trasv(Mxx,Ty)	
Altezza pila	H	16.3	16.3	m
Fattore di struttura		1.5	1.5	
Fattore di sovraresistenza (eq. 7.9.7)	γ_{Rd}	1	1	
Fattore di sovraresistenza filtrato (eq. 7.9.7)	γ_{Rd}	1	1	
Taglio agente (q=1)	V	8667	8709	kN
Momento agente (q=1)	M	141276	141632	kN*m
Taglio agente (con q)	VEd	5917	5929	kN
Momento agente (con q)	MEd	96589	96457	kN*m
Momento Resistente	MRd	137994	137550	kN*m
Rapporto di sovraresistenza	MRd/MEd	1.43	1.43	
Tipo sezione (EC8-2; eq. 6.11)		NON CRITICA	NON CRITICA	
Angolo inclinazione bielle compresse	Teta	da calc.	da calc.	
Limite superiore Vgr	Vgr.max= V	8667	8709	kN
Taglio di progetto per la gerarchia della resistenza (eq. 7.9.12)	Vgr	8453	8455	kN
Taglio di progetto per la gerarchia della resistenza filtrato (eq. 7.9.12)	Vgr	8453	8455	kN
fattore di sicurezza aggiuntivo per la resistenza a taglio (eq. 7.9.10)	γ_{Bd}	1	1.20	
fattore di sicurezza aggiuntivo per la resistenza a taglio filtrato (eq. 7.9.10)	γ_{Bd}	1	1.20	
Riassumendo				
Taglio di calcolo	Vgr	8453	8455	kN
fattore di sicurezza aggiuntivo filtrato (eq. 7.9.10)	γ_{Bd}	1.20	1.20	
Angolo inclinazione bielle compresse	Teta	da calc.	da calc.	

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
	ACCIAIO -	Tipo:	B450C
Resist. caratt. snervam. fyk:		450.00	MPa
Resist. caratt. rottura ftk:		450.00	MPa
Resist. snerv. di progetto fyd:		391.30	MPa
Resist. ultima di progetto ftd:		391.30	MPa
Deform. ultima di progetto Epu:		0.068	
Modulo Elastico Ef		2000000	daN/cm ²
Diagramma tensione-deformaz.:		Bilineare finito	
Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1*\beta_2$:		1.00	
Coeff. Aderenza differito $\beta_1*\beta_2$:		0.50	
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	337.50	MPa	

RELAZIONE DI CALCOLO PILA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 09 CL	VI 06 05 005	A	38 di 51

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio: Circolare
Classe Conglomerato: C32/40

Raggio circ.: 225.0 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
Ø Diametro [mm] della singola barra generata

N°Gen.	Xcentro	Ycentro	Raggio	N°Barre	Ø
1	0.0	0.0	215.0	120	30
2	0.0	0.0	205.0	120	30

ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe: 10 mm
Passo staffe: 6.6 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	30680.00	22093.00	45632.00	0.00	0.00
2	27780.00	44360.00	14142.00	0.00	0.00
3	29903.00	21492.00	53700.00	0.00	0.00
4	29903.00	21492.00	53700.00	0.00	0.00
5	27780.00	44360.00	14142.00	0.00	0.00
6	19501.00	33138.00	32100.00	0.00	0.00
7	17950.00	96589.00	30991.00	8453.00	0.00
8	18243.00	32790.00	96457.00	0.00	8455.00
9	18243.00	32790.00	96457.00	0.00	0.00
10	17950.00	96589.00	30991.00	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)

RELAZIONE DI CALCOLO PILA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 09 CL	VI 06 05 005	A	39 di 51

My con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
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	21825.00	31324.00	15526.00
2	19825.00	10043.00	30833.00
3	21289.00	36888.00	15112.00
4	21289.00	36888.00	15112.00
5	19825.00	10043.00	30833.00

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	20833.00	15777.00 (72761.15)	13262.00 (61162.35)
2	20833.00	11178.00 (36182.89)	21099.00 (68296.91)
3	20404.00	20228.00 (63191.47)	12930.00 (40392.81)
4	20404.00	20228.00 (63191.47)	12930.00 (40392.81)
5	19233.00	8875.00 (22052.39)	24653.00 (61257.19)

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	16865.00	4202.00 (0.00)	4202.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	8.5 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	7.0 cm
Copriferro netto minimo staffe:	7.5 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)

RELAZIONE DI CALCOLO PILA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 09 CL	VI 06 05 005	A	40 di 51

As Totale Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000
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	30680.00	22093.00	45632.00	30679.70	69659.50	143871.46	3.151696.5(477.1)	
2	S	27780.00	44360.00	14142.00	27779.92	149206.35	47565.35	3.361696.5(477.1)	
3	S	29903.00	21492.00	53700.00	29903.23	59084.59	147596.67	2.751696.5(477.1)	
4	S	29903.00	21492.00	53700.00	29903.23	59084.59	147596.67	2.751696.5(477.1)	
5	S	27780.00	44360.00	14142.00	27779.92	149206.35	47565.35	3.361696.5(477.1)	
6	S	19501.00	33138.00	32100.00	19501.00	105467.17	102165.16	3.181696.5(477.1)	
7	S	17950.00	96589.00	30991.00	17950.21	137994.21	44268.39	1.431696.5(477.1)	
8	S	18243.00	32790.00	96457.00	18242.83	46774.35	137550.40	1.431696.5(477.1)	
9	S	18243.00	32790.00	96457.00	18242.83	46774.35	137550.40	1.431696.5(477.1)	
10	S	17950.00	96589.00	30991.00	17950.21	137994.21	44268.39	1.431696.5(477.1)	

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
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	202.5	159.1	0.00322	191.6	97.6	-0.00863	-191.6	-97.6
2	0.00350	68.3	105.3	0.00322	66.4	204.5	-0.00898	-66.4	-204.5
3	0.00350	208.9	189.6	0.00322	200.7	77.0	-0.00872	-200.7	-77.0
4	0.00350	208.9	189.6	0.00322	200.7	77.0	-0.00872	-200.7	-77.0
5	0.00350	68.3	76.2	0.00322	66.4	204.5	-0.00898	-66.4	-204.5
6	0.00350	156.5	161.6	0.00319	152.0	152.0	-0.01013	-152.0	-152.0
7	0.00350	68.7	214.2	0.00318	66.4	204.5	-0.01037	-66.4	-204.5
8	0.00350	213.0	72.4	0.00319	204.5	66.4	-0.01032	-204.5	-66.4
9	0.00350	213.0	72.4	0.00319	204.5	66.4	-0.01032	-204.5	-66.4
10	0.00350	68.7	214.2	0.00318	66.4	204.5	-0.01037	-66.4	-204.5

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	0.000024808	0.000012011	-0.002701504	----	----
2	0.000008616	0.000027025	-0.002882094	----	----
3	0.000025786	0.000010320	-0.002749148	----	----
4	0.000025786	0.000010320	-0.002749148	----	----
5	0.000008616	0.000027025	-0.002882094	----	----
6	0.000021547	0.000022244	-0.003468090	----	----
7	0.000009628	0.000030008	-0.003590794	----	----
8	0.000029739	0.000010110	-0.003567429	----	----
9	0.000029739	0.000010110	-0.003567429	----	----

RELAZIONE DI CALCOLO PILA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 09 CL	VI 06 05 005	A	41 di 51

10 0.000009628 0.000030008 -0.003590794 ---- ----

VERIFICHE A TAGLIO

Diam. Staffe: 10 mm
Passo staffe: 6.6 cm [Passo massimo di normativa = 25.0 cm]

Ver S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
Ved Taglio di progetto [kN] = proiezz. di Vx e Vy sulla normale all'asse neutro
Vcd Taglio compressione resistente [kN] lato conglomerato [formula (4.1.28)NTC]
Vwd Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(4.1.18) NTC]
d | z Altezza utile media pesata sezione ortogonale all'asse neutro | Braccio coppia interna [cm]
 Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso.
 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	0.00	69697.06	6203.45380.8	340.9	394.5	1.000	1.103	0.0	46.5(0.0)
2	S	0.00	68994.99	6243.34381.8	343.2	391.4	1.000	1.093	0.0	46.5(0.0)
3	S	0.00	69421.23	6217.45381.3	341.7	392.9	1.000	1.100	0.0	46.5(0.0)
4	S	0.00	69421.23	6217.45381.3	341.7	392.9	1.000	1.100	0.0	46.5(0.0)
5	S	0.00	68994.99	6243.34381.8	343.2	391.4	1.000	1.093	0.0	46.5(0.0)
6	S	0.00	66846.66	6365.10384.8	349.8	381.7	1.000	1.065	0.0	46.5(0.0)
7	S	8048.84	45832.66	15965.44385.4	351.0	380.0	2.500	1.060	23.4	46.5(0.0)
8	S	8005.10	45855.43	15960.26385.4	350.9	380.0	2.500	1.061	23.3	46.5(0.0)
9	S	0.00	66490.37	6384.10385.4	350.9	380.0	1.000	1.061	0.0	46.5(0.0)
10	S	0.00	66457.35	6386.18385.4	351.0	380.0	1.000	1.060	0.0	46.5(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	4.97	99.9	0.0	-52.3	-97.6	-191.6	11021	374.6
2	S	4.61	213.9	0.0	-50.0	-204.5	-66.4	11163	367.6
3	S	5.70	85.3	0.0	-73.4	-77.0	-200.7	11972	410.0
4	S	5.70	85.3	0.0	-73.4	-77.0	-200.7	11972	410.0
5	S	4.61	213.9	0.0	-50.0	-204.5	-66.4	11163	367.6

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

La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a fctm

Ver. Esito della verifica
e1 Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata

RELAZIONE DI CALCOLO PILA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 09 CL	VI 06 05 005	A	42 di 51

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	Copriferro [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 = $0.6 S_{max} / E_s$ [(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
1	S	-0.00028	0	0.500	30.0	85	0.00016 (0.00016)	439	0.069 (0.20)	51854.19	25701.96
2	S	-0.00026	0	0.500	30.0	85	0.00015 (0.00015)	444	0.067 (0.20)	17693.04	54319.39
3	S	-0.00039	0	0.500	30.0	85	0.00022 (0.00022)	438	0.096 (0.20)	49074.03	20104.28
4	S	-0.00039	0	0.500	30.0	85	0.00022 (0.00022)	438	0.096 (0.20)	49074.03	20104.28
5	S	-0.00026	0	0.500	30.0	85	0.00015 (0.00015)	444	0.067 (0.20)	17693.04	54319.39

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	3.03	144.8	0.0	-11.8	-135.3	-167.1	5374	226.2
2	S	3.43	198.8	0.0	-19.6	-191.6	-97.6	7824	282.7
3	S	3.44	121.2	0.0	-20.8	-117.1	-180.3	8167	296.9
4	S	3.44	121.2	0.0	-20.8	-117.1	-180.3	8167	296.9
5	S	3.72	211.7	0.0	-30.2	-200.7	-77.0	9720	332.2

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	-0.00007	0	0.500	30.0	85	0.00004 (0.00004)	410	0.015 (0.20)	72761.15	61162.35
2	S	-0.00011	0	0.500	30.0	85	0.00006 (0.00006)	430	0.025 (0.20)	36182.89	68296.91
3	S	-0.00011	0	0.500	30.0	85	0.00006 (0.00006)	429	0.027 (0.20)	63191.47	40392.81
4	S	-0.00011	0	0.500	30.0	85	0.00006 (0.00006)	429	0.027 (0.20)	63191.47	40392.81
5	S	-0.00016	0	0.500	30.0	85	0.00009 (0.00009)	438	0.040 (0.20)	22052.39	61257.19

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	1.43	159.1	0.0	6.3	-152.0	-152.0	----	----

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

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

4.9.2 Zattera di fondazione

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

Si vedano i paragrafi precedenti da cui risulta :

$$N_{\max} = 9499 \text{ kN (CC. SLU)}$$

$$N_{\max} = 10491 \text{ kN (CC. SLV } q=1.36)$$

$$T_{\max} = 1039 \text{ kN (CC. SLV } q=1.36)$$

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.

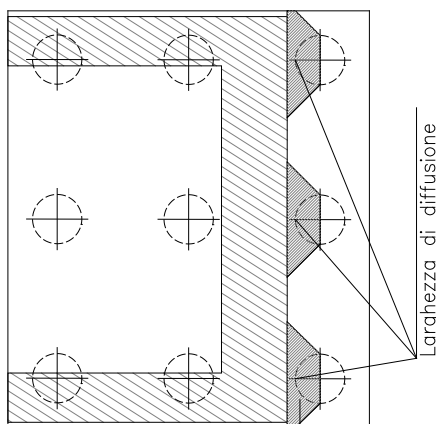
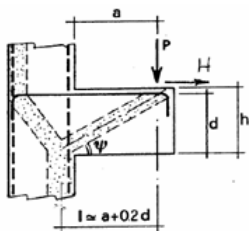


Figura 1 – Diffusione delle azioni dal palo alla pila

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° 617 del 02-02-09.

VERIFICA MENSOLE TOZZE - MECCANISMO TIRANTE PUNTONE secondo Circ 617-09/ C4.1.2.1.5

VERIFICA - MECCANISMO TIRANTE PUNTONE.



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

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

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

Pr : Portanza mensola in termini di resistenza della Biella compressa

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

CONDIZIONI DI VERIFICA

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

RELAZIONE DI CALCOLO PILA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 09 CL	VI 06 05 005	A	45 di 51

Dati di progetto

$b(m) =$	5.30	m	dimensione trasversale verifica
$P_{Ed} (KN) =$	10491.00	KN	Carico complessivo VERTICALE sulla fascia di dimensione b
$H_{Ed} (KN) =$	1039.00	KN	Carico complessivo ORIZZONTALE sulla fascia di dimensione b
$a(m) =$	4.30	m	distanza P da incastro
$h(m) =$	3.00	m	spessore mensola
$\delta(m) =$	0.10	m	copriferro riferito al baricentro delle armature compressive in trazione
$d(m) =$	2.90	m	altezza utile
$l(m) =$	4.88	m	$a+0,2d$
$\lambda =$	1.87		$\lambda = ctg\psi \leq l/(0,9d)$

Tipo di mensola (Valutazione coefficiente c)

sblazi di piastre (no staffatura)

$c(m) =$ **1.00**

Caratteristiche Materiali

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

Caratteristiche Armature di Progetto

Registro tipo	R1						
$n^{\circ} R1 =$	1	$\phi 1(mm) =$	26.0	$p1(cm) =$	10.0	$\theta 1^{\circ} =$	0.0
$A_{\phi i} (mm^2) =$	530.93	$nb \text{ tot } 1 =$	53.0	$A_{\phi \text{ TOT}} (mm^2) =$	28139.22	$A_{\phi \text{ CAL}} (mm^2) =$	28139.22
Registro tipo	R2						
$n^{\circ} R2 =$	1	$\phi 2(mm) =$	26.0	$p2(cm) =$	10.0	$\theta 2^{\circ} =$	0.0
$A_{\phi i} (mm^2) =$	530.93	$nb \text{ tot } 2 =$	53.0	$A_{\phi \text{ TOT}} (mm^2) =$	28139.22	$A_{\phi \text{ CAL}} (mm^2) =$	28139.22
Registro tipo	R3						
$n^{\circ} R3 =$	0	$\phi 3(mm) =$	26.0	$p3(cm) =$	10.0	$\theta 3^{\circ} =$	0.0
$A_{\phi i} (mm^2) =$	530.93	$nb \text{ tot } 3 =$	0.0	$A_{\phi \text{ TOT}} (mm^2) =$	0.00	$A_{\phi \text{ CAL}} (mm^2) =$	0.00

Verifiche di resistenza

$\Psi =$	<input type="text" value="0.491"/>	rad	=	<input type="text" value="28.14"/>	°
$P_{RS} =$	<input type="text" value="11213.3"/>	KN		<input type="text" value="PRs>PEd- Verifica Soddisfatta"/>	
$P_{RC} =$	<input type="text" value="19281.3"/>	KN		<input type="text" value="PRc>PRs - Verifica Soddisfatta"/>	

4.9.3 Palo di fondazione $L=35.0m$

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

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

$$M = T * \alpha$$

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

$$N_{\max} = 12553 \text{ kN} \quad T = 1295 \text{ kN} \quad M = 1295 * 3.1 = 4049 \text{ kNm}$$

$$N_{\min} = -4539 \text{ kN} \quad T = 1295 \text{ kN} \quad M = 1295 * 3.1 = 4049 \text{ kNm}$$

$$N = -4539 \text{ kN} \quad T = 1295 \text{ kN} \quad M_{\max} = 1295 * 3.1 = 4049 \text{ kNm}$$

Caratteristiche della sezione:

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

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

La lunghezza del palo è pari a $L = 35.00m$

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C25/30	
	Resis. compr. di progetto fcd:	14.160	MPa
	Resis. compr. ridotta fcd':	7.080	MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	31475.0	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	2.560	MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	137.50	daN/cm ²
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.200	mm

ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.00	MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.00	MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.30	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.30	MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm ²
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta 1 * \beta 2$:	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta 1 * \beta 2$:	0.50	
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	337.50	MPa	

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA - CATANIA - PALERMO
NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO - CATANIA
PROGETTO DEFINITIVO
VI06 - Viadotto ferroviario a Singolo Binario

RELAZIONE DI CALCOLO PILA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 09 CL	VI 06 05 005	A	47 di 51

Forma del Dominio: Circolare
 Classe Conglomerato: C25/30

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

DATI GENERAZIONI CIRCOLARI DI BARRE

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

N°Gen.	Xcentro	Ycentro	Raggio	N°Barre	Ø
1	0.0	0.0	65.0	30	26
2	0.0	0.0	59.0	30	26

ARMATURE A TAGLIO

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

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

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

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	9499.00	1168.00	0.00	377.00	0.00
2	-33.00	1168.00	0.00	377.00	0.00
3	12533.00	4049.00	0.00	1295.00	0.00
4	-4539.00	4049.00	0.00	1295.00	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	6686.00	809.00	0.00
2	2118.00	809.00	0.00

RELAZIONE DI CALCOLO PILA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 09 CL	VI 06 05 005	A	48 di 51

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	5763.00	527.00 (4840.59)	0.00 (0.00)
2	2705.00	527.00 (6050.39)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	8.7 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	3.4 cm
Copriferro netto minimo staffe:	7.3 cm

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

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

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	9499.00	1168.00	0.00	9498.94	8180.95	0.00	7.00	318.6(53.0)
2	S	-33.00	1168.00	0.00	-32.85	6391.64	0.00	5.47	318.6(53.0)
3	S	12533.00	4049.00	0.00	12533.26	8095.07	0.00	2.00	318.6(53.0)
4	S	-4539.00	4049.00	0.00	-4539.05	4532.19	0.00	1.12	318.6(53.0)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

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

N°Comb	ec max	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.0	75.0	0.00303	0.0	65.0	-0.00304	0.0	-65.0
2	0.00350	0.0	75.0	0.00269	0.0	65.0	-0.00782	0.0	-65.0
3	0.00350	0.0	75.0	0.00309	0.0	65.0	-0.00230	0.0	-65.0
4	0.00350	0.0	75.0	0.00229	0.0	65.0	-0.01344	0.0	-65.0

RELAZIONE DI CALCOLO PILA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 09 CL	VI 06 05 005	A	49 di 51

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	0.000046727	-0.000004530	----	----
2	0.000000000	0.000080875	-0.002565628	----	----
3	0.000000000	0.000041440	0.000391971	----	----
4	0.000000000	0.000121017	-0.005576242	----	----

VERIFICHE A TAGLIO

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

Ver S = comb. verificata / N = comb. non verificata
Ved Taglio di progetto [kN] = proiez. di V_x e V_y sulla normale all'asse neutro
Vcd Taglio compressione resistente [kN] lato conglomerato [formula (4.1.28)NTC]
Vwd Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(4.1.18) NTC]
d | z Altezza utile media pesata sezione ortogonale all'asse neutro | Braccio coppia interna [cm]
 Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso.
 I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce.
bw Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro
 E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.
Ctg Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato
Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm²/m]
A.Eff Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm²/m]
 Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature.
 L'area della legatura è ridotta col fattore L/d_{max} con $L=lungh.legat.proietta-$
 sulla direz. del taglio e d_{max} = massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	d z	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	377.00	3859.02	3553.79117.3]	92.8	136.3	2.500	1.250	4.2	39.2(0.0)
2	S	377.00	3424.31	4086.12120.1]	106.7	131.5	2.500	1.000	3.6	39.2(0.0)
3	S	1295.00	3677.66	3422.83117.5]	89.4	135.1	2.500	1.248	14.8	39.2(0.0)
4	S	1295.00	3299.43	4444.72126.0]	116.0	116.5	2.500	1.000	11.4	39.2(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	4.76	0.0	0.0	21.5	0.0	-65.0	----	----
2	S	2.90	0.0	0.0	-13.9	0.0	-65.0	772	15.9

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

RELAZIONE DI CALCOLO PILA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 09 CL	VI 06 05 005	A	50 di 51

La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a f_{ctm}

Ver.	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]
k2	= 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb. frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k3	= 0.5 per flessione; $= (e1 + e2) / (2 * e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
k4	= 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø	= 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Cf	Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace $A_c \text{ eff}$ [eq.(7.11)EC2]
e sm - e cm	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC] Tra parentesi: valore minimo = $0.6 S_{max} / E_s$ [(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
1	S	-0.00005	0	----	----	----	----	----	0.000 (0.20)	4772.96	0.00
2	S	-0.00009	0	0.500	26.0	87	0.00004 (0.00004)	510	0.021 (0.20)	2470.86	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	3.73	0.0	0.0	23.4	0.0	-65.0	----	----
2	S	2.37	0.0	0.0	3.0	0.0	-65.0	----	----

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	-0.00005	0	----	----	----	----	----	0.000 (0.20)	4840.59	0.00
2	S	-0.00002	0	----	----	----	----	----	0.000 (0.20)	6050.39	0.00

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					SOLLECITAZIONI									
viadot to	spalla pila	D[m m]	npali[-]	Lpalo [m]	SFORZO NORMALE SLU/SLV		SFORZO NORMALE SLE		TAGLI E MOMENTI					
					Nmax,c [kN]	Nmin[k N]	Nmax, SLE,rara [kN]	Nmax, SLE,FREQ [kN]	senza scalzamento			con scalzamento		
									Tmax [kN]	alfa [m]	Mmax	Tmax [kN]	alfa [m]	Mmax
VI06	spalla 1	1500	9	32.0	7989		5610		1673	3.1	5220	-	-	-
VI06	spalla 2	1500	9	27.0	6384		4534		826	3.1	2577	-	-	-
VI06	Pila 9	1200	9	35.0	7289	-2753	4302		926	2.5	2295	-	-	-
VI06	Pila 10	1500	12	30.0	7769	-3365	5755		1195	3.1	3737	-	-	-
VI06	Pila 13	1200	9	38.0	8203	-3280	4660		967	2.5	2396	-	-	-
VI06	Pila 14	1500	9	32.0	8701	-2390	5547		1257	3.1	3931	-	-	-
VI06	Pila 22	1500	9	35.0	10491	-2496	6686	5763	1295	3.1	4049	170	3.1	531. 59
VI06	Pila 24	1500	12	30.0	8871	-1526	6871	5820	1178	3.1	3684	160	3.1	500. 32

VERIFICHE GEOTECNICHE						
Carico limite orizzontale		Capacità portante palo				
		COMPRESIONE			TRAZIONE	
Hd[kN]	FS	Qd [kN]	Qd [kN], SCALZ	FS	Qd,trazione [kN]	
1768.7	1.06	8575	-	1.07	-	-
882.7	1.07	6795	-	1.06	-	-
1070.3	1.16	7810	-	1.07	6407	2.33
1228.9	1.03	8420	-	1.08	6649	1.98
1070.3	1.11	8653	-	1.05	7137	2.18
1391.4	1.11	9070	-	1.04	7124	2.98
1391.4	1.07	11108	10911	1.04	8739	3.50
1391.4	1.18	9299	9102	1.03	7193	4.71