

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA - CATANIA - PALERMO

NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO - CATANIA

U.O. OPERE CIVILI E GESTIONE DELLE VARIANTI

PROGETTO DEFINITIVO

TRATTA LERCARA DIR. - CALTANISSETTA XIRBI (LOTTO 3)

VIADOTTI IN INTERFERENZA

IV02 - CAVALCAFERROVIA SU NV51

Relazione di calcolo pila

SCALA:

-

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

RS3T 30 D 09 CL IV0200 004 C

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione Esecutiva	ATI Sintagma Rocksoll - Edin	Gen-2020	A.Ferr 	Gen-2020	A.Barreca 	Gen-2020	ITALFERR S.p.A. U.O. Opere Civili e Gestione delle varianti Dott. Ing. Paolo Vittozzi Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma N° A 20783
B	Emissione Esecutiva	ATI Sintagma Rocksoll - Edin	Feb-2020	A.Ferr 	Feb-2020	A.Barreca 	Feb-2020	
C	Emissione Esecutiva	ATI Sintagma Rocksoll - Edin	Mag-2020	A.Ferr 	Mag-2020	A.Barreca 	Mag-2020	

File: RS3T.3.0.D.09.CL.IV.02.0.0.004.C

n. Elab.: 09_607

INDICE

1	PREMESSA	4
1.1	DESCRIZIONE DELL'OPERA	4
2	RIFERIMENTI NORMATIVI	5
3	MATERIALI	6
3.1	VERIFICA S.L.E.	7
3.1.1	<i>Verifiche alle tensioni</i>	7
3.1.2	<i>Verifiche a fessurazione</i>	7
4	ANALISI E VERIFICHE PILA	9
4.1	GENERALITÀ	9
4.2	MODELLI A MENSOLA PER LA VERIFICA DELLE PILE	9
4.3	CONDIZIONI ELEMENTARI E COMBINAZIONI DI CARICO	9
4.4	SISTEMI DI RIFERIMENTO ED UNITÀ DI MISURA	13
4.5	GEOMETRIA DELLA PILA	14
4.6	ANALISI DEI CARICHI	15
4.6.1	<i>Peso proprio elementi strutturali</i>	15
4.6.2	<i>Carichi trasmessi dall'impalcato</i>	15
4.6.3	<i>Azione del Vento</i>	17
4.6.4	<i>Carichi da traffico verticali</i>	19
4.6.5	<i>Carichi da traffico orizzontali</i>	21
4.6.6	<i>Urto da traffico ferroviario</i>	21
4.6.7	<i>Azione sismica</i>	21
4.6.8	<i>Analisi Dinamica Lineare</i>	25
4.6.9	<i>Calcolo delle sollecitazioni in testa pali</i>	26
4.6.10	<i>Riepilogo risultati</i>	27
4.7	SOLLECITAZIONI.....	28

RELAZIONE DI CALCOLO PILA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30	D 09 CL	IV 02 00 004	C	3 di 58

4.7.1	<i>Plinto di fondazione</i>	30
4.8	PALI DI FONDAZIONE	32
4.9	VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI.....	33
4.9.1	<i>Pila</i>	34
4.9.2	<i>Zattera di fondazione</i>	44
4.9.3	<i>Palo di fondazione</i>	46
4.10	ESCURSIONE LONGITUDIANLE, GIUNTI E VARCHI	51
4.11	RITEGNI.....	55



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO
NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA
TRATTA LERCARA DIRAMAZIONE – CALTANISSETTA (LOTTO 3A)
Viadotto IV02

RELAZIONE DI CALCOLO PILA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30	D 09 CL	IV 02 00 004	C	4 di 58

1 PREMESSA

Il presente documento si inserisce nell'ambito della redazione degli elaborati tecnici di progetto definitivo del corpo stradale ferroviario, delle opere d'arte e delle opere interferite relative al progetto definitivo della direttrice ferroviaria Messina-Catania-Palermo nell'ambito del nuovo collegamento Palermo - Catania

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 spalle del viadotto IV02 sulla viabilità NV51. In particolare si tratterà la pila di altezza maggiore per tipologia di impalcati afferenti.

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

1.1 Descrizione dell'opera

Sulla NV51A - Adeguamento viabilità esistente SP64 (Adeguamento Strada locale a destinazione particolare Corsia 2.75m + Banchina 1.00m $b=7.50$ m) è prevista la realizzazione di un cavalca ferrovia, in corrispondenza della progressiva ferroviaria 19+350.

Il cavalca ferrovia, di lunghezza totale di 80.1 m circa, è suddiviso in 3 campate da 24.0, 32.0 e 24.0m di luce; gli impalcati di luce 24.0m saranno costituiti da cinque travi a cassone in calcestruzzo prefabbricato, mentre la campata centrale, di luce 32.0m, da un sistema misto acciaio-calcestruzzo composto da 4 travi in carpenteria metallica e soletta superiore in c.a. collaborante.

Pila e spalle saranno realizzate in c.a. gettato in opera e fondate su pali di grande diametro.

In approccio al cavalca ferrovia sono previsti 2 scatolari in c.a. gettato in opera.

2 RIFERIMENTI NORMATIVI

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

- *Ministero delle Infrastrutture, DM 17 gennaio 2018, Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni».*
- *Ministero delle Infrastrutture, Circolare n°7 21 gennaio 2019, Istruzioni per l'Applicazione delle «Norme tecniche per le costruzioni».*
- *Istruzione RFI DTC SI PS MA IFS 001 A - Manuale di Progettazione delle Opere Civili - Parte II - Sezione 2 - Ponti e Strutture*
- *Istruzione RFI DTC SI CS MA IFS 001 A - Manuale di Progettazione delle Opere Civili - Parte II - Sezione 3 - Corpo Stradale*
- *Regolamento (UE) N.1299/2014 del 18 novembre 2014 della Commissione Europea. 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 getti di livellamento

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

Calcestruzzo per pali di fondazione

- 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 per fondazioni

- CLASSE DI RESISTENZA MINIMA C28/35
- TIPO CEMENTO CEM III-V
- RAPPORTO A/C : ≤ 0.60
- CLASSE MINIMA DI CONSISTENZA : S4
- CLASSE DI ESPOSIZIONE AMBIENTALE : XC2
- COPRIFERRO = 40 mm
- DIAMETRO MASSIMO INERTI : 25 mm

Calcestruzzo elevazione

- 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 = 40 mm (*)
- DIAMETRO MASSIMO INERTI : 25 mm

IN BARRE E RETI ELETTROSALDATE

B450C saldabile che presenta le seguenti caratteristiche :

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

RELAZIONE DI CALCOLO PILA	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	RS3T	30	D 09 CL	IV 02 00 004	C	7 di 58

3.1 Verifica S.L.E.

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

3.1.1 Verifiche alle tensioni

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

Strutture in c.a.

Tensioni di compressione del calcestruzzo

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

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

Tensioni di trazione nell'acciaio

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

3.1.2 Verifiche a fessurazione

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

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

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

Gruppi di esigenza	Condizioni ambientali	Combinazione di azione	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	wd	Stato limite	wd
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$

RELAZIONE DI CALCOLO PILA	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	RS3T	30	D 09 CL	IV 02 00 004	C	8 di 58

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

Tabella 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Risultando:

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

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

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

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

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

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

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

4 ANALISI E VERIFICHE PILA

4.1 Generalità

La pila presenta una sezione **rettangolare** di dimensioni 2.00x 5.00m, una altezza complessiva di 10.50m.

Il pulvino è costituito da una sezione piena di dimensione 3.5x 11.60m ed altezza 2.00m.

Le fondazioni sono realizzate su pali di diametro 1.20 m collegate in testa da una platea di spessore 2.50m.

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

4.2 Modelli a mensola per la verifica delle pile

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

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

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

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

4.3 Condizioni elementari e combinazioni di carico

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

2.5.3 COMBINAZIONI DELLE AZIONI

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

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.1)$$

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.2)$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.3)$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.4)$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. § 3.2):

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.5)$$

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto A_d (v. § 3.6):

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

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

Per le verifiche geotecniche si è fatto riferimento alla combinazione (A1+M1+R3) di coefficienti parziali prevista dall'Approccio 2.

Tab. 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1	A2
Azioni permanenti g_1 e g_3	favorevoli	$\gamma_{G1} = \gamma_{G3}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾ g_2	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Azioni variabili	favorevoli	γ_{Qk}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	γ_{e1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{e2}, \gamma_{e3}, \gamma_{e4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

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

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

⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali

Tab. 5.1.VI - Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combinazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tab. 5.1.IV)	Schema 1 (carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	--	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
Neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

Tab. 6.4.I – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

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

RELAZIONE DI CALCOLO PILA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30	D 09 CL	IV 02 00 004	C	14 di 58

4.5 Geometria della Pila

Generali			
Peso cls	γ_{cls}	25	kN/m ³
Peso terreno	γ_t	20	kN/m ³
Altezza appoggio + baggiolo	h_{ap}	0.45	m
Pulvino			
Altezza	H_p	2.00	m
Lunghezza lungo asse X	b_p	3.5	m
Lunghezza lungo asse Y	L_p	11.60	m
Area Sezione		40.60	m ²
% Vuoti sezione		0%	
Coordinata X del baricentro rispetto fondazione	x_p	0.00	m
Pila			
Altezza	H_m	10.50	m
Lunghezza lungo asse X	b_m	2.00	m
Lunghezza lungo asse Y	L_m	5.00	m
Area Sezione		8.80	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	2.50	m
Lunghezza lungo asse X	b_f	9.60	m
Lunghezza lungo asse Y	L_f	9.60	m
Spessore ricoprimento medio	h_t	1.00	m
Distanza asse baggioli - baricentro plinto (sx)		-1.20	m
Distanza asse baggioli - baricentro plinto (dx)		1.20	m
Terreno			
Angolo d'attrito interno (φ)		35	°
Coefficiente per il calcolo della spinta a riposo	▼	Ko = 0.426	▼
Sisma			
S_s		1.000	
a_g		0.163	
Coefficiente sismico orizzontale	k_h	0.163	

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° Corsie convenzionali		3	
Lunghezza	L	25	m
Peso Proprio	G ₁	230	kN/m
Permanenti portati	G ₂	80	kN/m
n° totale appoggi sulla pila	n	5	
Reazione appoggio i = (G ₁ *L/2)/n	R _i	575.0	kN
Reazione appoggio i = (G ₂ *L/2)/n	R _i	200.0	kN

Impalcato (dx)			
N° Corsie convenzionali		3	
Lunghezza	L	32	m
Peso Proprio	G1	140	kN/m
Permanenti portati	G2	50	kN/m
n° totale appoggi sulla pila	n	4	
Reazione appoggio i = (G ₁ *L/2)/n	R _i	561.8	kN
Reazione appoggio i = (G ₂ *L/2)/n	R _i	200.6	kN

4.6.2 *Carichi trasmessi dall'impalcato*

I carichi del traffico vengono dedotti dal modello FEM dell'impalcato. Sul singolo appoggio forniscono i risultati in tabella seguente.

REAZIONI VINCOLARI [kN,m]

5x

Appoggio	A			B			C			D			E			bit
	FZ	FX	FY													
Descrizione carico	[kN]															
Peso proprio G1	575			575			575			575			575			
Permanenti G2	200			200			200			200			200			
Comb. Nmax Q1	195			195			298			169			155			
Comb. Nmax Q3 frenatura		0			0											
Comb. Nmax Q4 centrifuga			0			0										
Comb. Nmax Q folla	127			20			20			20			127			
Comb. MTmax Q1	276			257			65			49			10			
Comb. MTmax Q3 frenatura		0			0											
Comb. MTmax Q4 centrifuga			0			0										
Comb. MTmax Q folla	152			40			20			11			-25			
Comb. MLmax Q1	0			0												
Comb. MLmax Q3 frenatura		0			0											
Comb. MLmax Q4 centrifuga																
Comb. MLmax Q folla						0										
Vento Ponte Scarico			0			30			30			30				
Vento Ponte Carico			0			52			52			52				
Attrito permanente		23	23		23	23		23	23		23	23		23	23	
Attrito carichi mobili		8	8		8	8		9	9		5	5		5	5	
Sisma longitudinale																
Sisma trasversale						680			680			680				
Sisma verticale	92			92			92			92			92			
Sisma longitudinale		0			0			0			0			0		
Sisma trasversale			0			750			750			750			0	
Sisma verticale	92			92			92			92			92			
Sisma longitudinale		0			0			0			0			0		
Sisma trasversale			0			1020			1020			1020			0	
Sisma verticale	92			92			92			92			92			

REAZIONI VINCOLARI [kN,m]

dx

Appoggio	A			B			C			D			bit
	FZ	FX	FY										
Descrizione carico	[kN]												
Peso proprio G1	565			565			565			565			
Permanenti G2	210			210			210			210			
Comb. Nmax Q1	225			343			317			219			
Comb. Nmax Q3 frenatura					224			224					
Comb. Nmax Q4 centrifuga			0			0							
Comb. Nmax Q folla	141			11			11			141			
Comb. MTmax Q1	393			241			85			8			
Comb. MTmax Q3 frenatura		0			224			224					
Comb. MTmax Q4 centrifuga			0			0							
Comb. MTmax Q folla	178			43			32			-37			
Comb. MLmax Q1	225			561			510			298			
Comb. MLmax Q3 frenatura		0			224			224					
Comb. MLmax Q4 centrifuga			0			0							
Comb. MLmax Q folla	141			11			11			141			
Vento Ponte Scarico			0			60			60				
Vento Ponte Carico			0			100			100				
Attrito permanente		23	23		23	23		23	23		23	23	
Attrito carichi mobili		12	12		17	17		15	15		9	9	
Sisma longitudinale		0				1565			1565				
Sisma trasversale			0			680			680				
Sisma verticale	92			92			92			92			
Sisma longitudinale		0			1726			1726			0		
Sisma trasversale			0			750			750			0	
Sisma verticale	92			92			92			92			
Sisma longitudinale		0			2348			2348			0		
Sisma trasversale			0			1020			1020			0	
Sisma verticale	92			92			92			92			

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	415	415	m
Zona	Z	4	4	
Parametri	Vb,0	28	28	m/s
Parametri	a0	500	500	m
Parametri	ks	0.36	0.36	1/s
Velocità di riferimento (Tr=50anni)	vb=vb0 * (1+ ks(as/ao-1))	28	28	m/s
Periodo di ritorno considerato	TR	112.5	112.5	anni
	αR	1.05	1.05	
Velocità di riferimento	Vb(TR)	29.28	29.28	m/s
Densità dell'aria	ρ	1.25	1.25	kg/mc
Pressione cinetica di riferimento	qb=0.5*ρ*vb²	0.54	0.54	kN/mq
Classe di rugosità del terreno		D	D	
Distanza dalla costa		>10	>10	km
Altitudine sul livello del mare		<750	<750	m
Categoria di esposizione del sito	Cat	II	II	
Vento su impalcato				
Parametri	kr	0.19	0.19	
Parametri	z0	0.05	0.05	m
Parametri	zmin	4	4	m
Altezza di riferimento per l'impalcato (EC punto 8.3.1(6))	z	15	15	m
Coefficiente di topografia	ct	1	1	
Coefficiente di esposizione (z)	ce(z)	2.62	2.62	
Larghezza impalcato	b	11.2	11.2	m
Altezza impalcato	h1	1.9	1.9	m
Altezza veicolo o parapetto	h2	1.5	3	m
Altezza totale impalcato (comprese le barriere o treno)	dtot	3.4	4.9	m
Rapporto di forma	b/dtot	3.29	2.29	
Coefficiente di forza (figura 8.3 EC)	cfx	1.51	1.81	
Riepilogo				
Pressione cinetica di riferimento	qb	0.54	0.54	kN/mq
Coefficiente di esposizione	ce	2.62	2.62	
Coefficiente di forza	cfx	1.51	1.81	
Altezza di riferimento (EC punto 8.3.1 (4) e (5))	d	3.4	4.9	m
Forza statica equivalente a m/l	f=prodotto	7.2	12.5	kN/m
Pressione statica equivalente	p=f/d	2.12	2.54	kN/mq
Pressione statica equivalente (minima considerata)	pmin	1.5	1.5	kN/mq
Forza statica equivalente a m/l considerata	f	7.2	12.5	kN/m
Vento impalcato a ponte scarico				
		sx	dx	
Forza statica equivalente	f	7.2	7.2	kN/m
Luce impalcato	L	25	32	m
Forza trasversale al piano appoggi	FT=f*L/2	90	116	kN/m
Vento impalcato a ponte carico				
Forza statica equivalente	f	12.5	12.5	kN/m
Luce impalcato	L	25	32.1	m
Forza trasversale al piano appoggi	FT=f*L/2	156	200	kN/m

RELAZIONE DI CALCOLO PILA

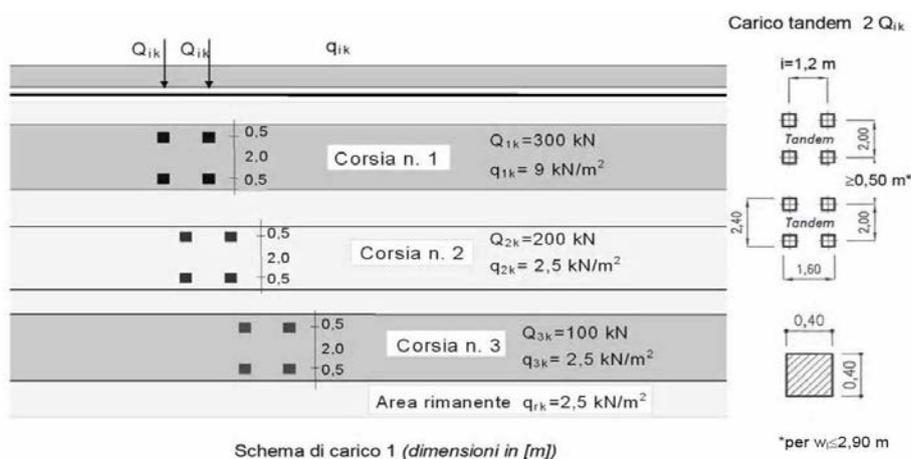
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30	D 09 CL	IV 02 00 004	C	18 di 58

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	12.50	12.5	m
Coefficiente di topografia	ct	1	1	
Coefficiente di esposizione (z)	ce(z)	2.50	2.50	
		dir.x	dir.x	
Altezza (dir.z)	h	2.00	10.50	m
Larghezza in direz. Ortogonale al vento	b	11.60	5.00	m
Larghezza in direz. Parallela al vento	d	3.5	2	m
Rapporto di forma	d/b	0.30	0.40	
Coefficiente di forza (figura 7.23 EC)	cfx	2.13	2.22	
Raggio di arrotondamento (figura 7.24 EC)	r	1	1	m
Rapporto di forma II	r/b	0.09	0.20	
Fattore di riduzione (figura 7.24 EC)	Ψ	0.78	0.50	
Pressione di riferimento	$q=\Psi*cfx*ce*qb$	2.23	1.48	kN/mq
Area investita dal vento	$A=b*h$	23.2	52.5	mq
Forza statica equivalente	$F=q*A$	52	78	kN
		dir.y	dir.y	
Altezza (dir.z)	h	2.00	10.50	m
Larghezza in direz. Ortogonale al vento	b	3.5	2	m
Larghezza in direz. Parallela al vento	d	11.6	5	m
Rapporto di forma	d/b	3.31	2.50	
Coefficiente di forza (figura 7.23 EC)	cfx	1.30	1.50	
Raggio di arrotondamento (figura 7.24 EC)	r	1	1	m
Rapporto di forma II	r/b	0.29	0.50	
Fattore di riduzione (figura 7.24 EC)	Ψ	0.50	0.50	
Pressione di riferimento	$q=\Psi*cfx*ce*qb$	0.87	1.00	kN/mq
Area investita dal vento	$A=b*h$	7	21	mq
Forza statica equivalente	$F=q*A$	6	21	kN
Riepilogo				
Vento x				
Pulvino	F	52	kN	
Pila	F	78	kN	
Distanza tra spiccato fusto e testa pulvino	bz	12.50	m	
Forza totale	F Tot	130	kN	
Vento y				
Pulvino	F	6	kN	
Pila	F	21	kN	
Distanza tra spiccato fusto e testa pulvino	bz	12.50	m	
Forza totale	F Tot	27	kN	

4.6.4 Carichi da traffico verticali

L'opera è stata progettata considerando le sollecitazioni dovute al carico da traffico veicolare.

Le azioni variabili del traffico definite nello Schema di Carico 1 sono costituite da carichi concentrati e da carichi uniformemente distribuiti. Tale schema è da assumere a riferimento sia per le verifiche globali, sia per le verifiche locali.



Il numero delle colonne di carichi mobili e la loro disposizione sono quelli massimi compatibili con la larghezza della carreggiata considerata, per i ponti di 1a Categoria.

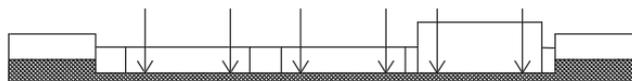
Posizione	Carico asse Q_{ik} [kN]	q_{ik} [kN/m ²]
Corsia Numero 1	300	9
Corsia Numero 2	200	2,5
Corsia Numero 3	100	2,5
Altre corsie	0,00	2,50

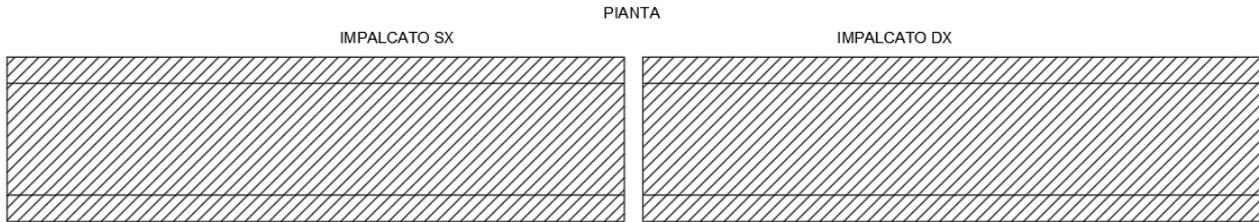
Sui marciapiedi si applica lo Schema di Carico 5 (folla) con valore $q = 5$ kN/mq.

Di seguito si farà riferimento alle tre condizioni di carico seguenti:

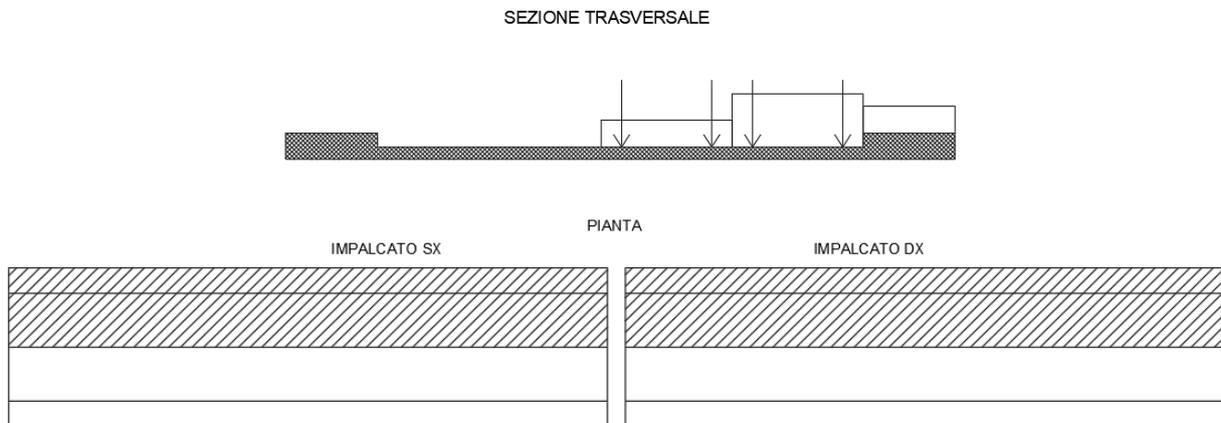
- N max, massimo sforzo normale per la pila: il carico è presente su entrambi gli impalcati, con il numero massimo di corsie convenzionali geometricamente consentite. Si riporta di seguito uno schema esemplificativo:

SEZIONE TRASVERSALE

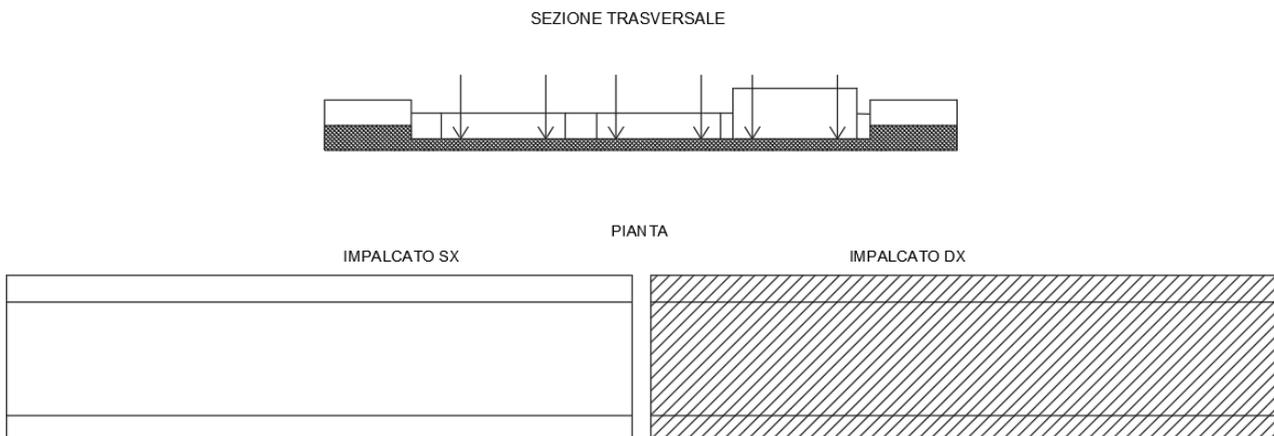




- M_t max, massimo momento lungo l'asse x (direzione di marcia): il carico è presente su entrambi gli impalcati, ma solo da un lato della carreggiata. Si riporta di seguito uno schema esemplificativo:



- M_L max, massimo momento lungo l'asse y: il carico è presente su un solo impalcato, con il numero massimo di corsie convenzionali geometricamente consentite. Si riporta di seguito uno schema esemplificativo:



4.6.5 Carichi da traffico orizzontali

Frenatura		
L	32	m
q3	447	kN
q3 (filtrata)	447	kN

Centrifuga		
Raggio planimetrico	10000	m
n° corsie	3	
Qv	1200	kN
q4	0	kN

4.6.6 Urto da traffico ferroviario

In mancanza di specifiche analisi di rischio possono assumersi le seguenti azioni statiche equivalenti, in funzione della distanza d degli elementi esposti dall'asse del binario:

- per $d \leq 5$ m:
 - 4000 kN in direzione parallela alla direzione di marcia dei convogli ferroviari;
 - 1500 kN in direzione perpendicolare alla direzione di marcia dei convogli ferroviari;
- per $5 \text{ m} < d \leq 15$ m:
 - 2000 kN in direzione parallela alla direzione di marcia dei convogli ferroviari;
 - 750 kN in direzione perpendicolare alla direzione di marcia dei convogli ferroviari;
- per $d > 15$ m pari a zero in entrambe le direzioni.

Queste forze dovranno essere applicate a 1,80 m dal piano del ferro e non dovranno essere considerate agenti simultaneamente.

4.6.7 Azione sismica

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

➤ Valori di progetto

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

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE: LATITUDINE:

Ricerca per comune

REGIONE: PROVINCIA: COMUNE:

Elaborazioni grafiche

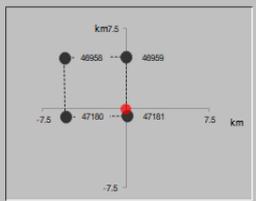
Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni

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:

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_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - c_U info

Valori di progetto

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

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

Stati limite di esercizio - SLE

- SLO - $P_{VR} = 81\%$
- SLD - $P_{VR} = 63\%$

Stati limite ultimi - SLU

- SLV - $P_{VR} = 10\%$
- SLC - $P_{VR} = 5\%$

Elaborazioni

Grafici parametri azione

Grafici spettri di risposta

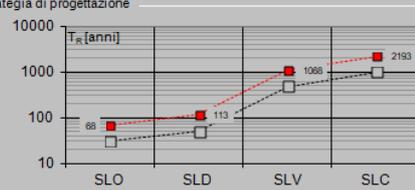
Tabella parametrizzazione

LEGENDA GRAFICO

---□--- Strategia per costruzioni ordinarie

---■--- Strategia scelta

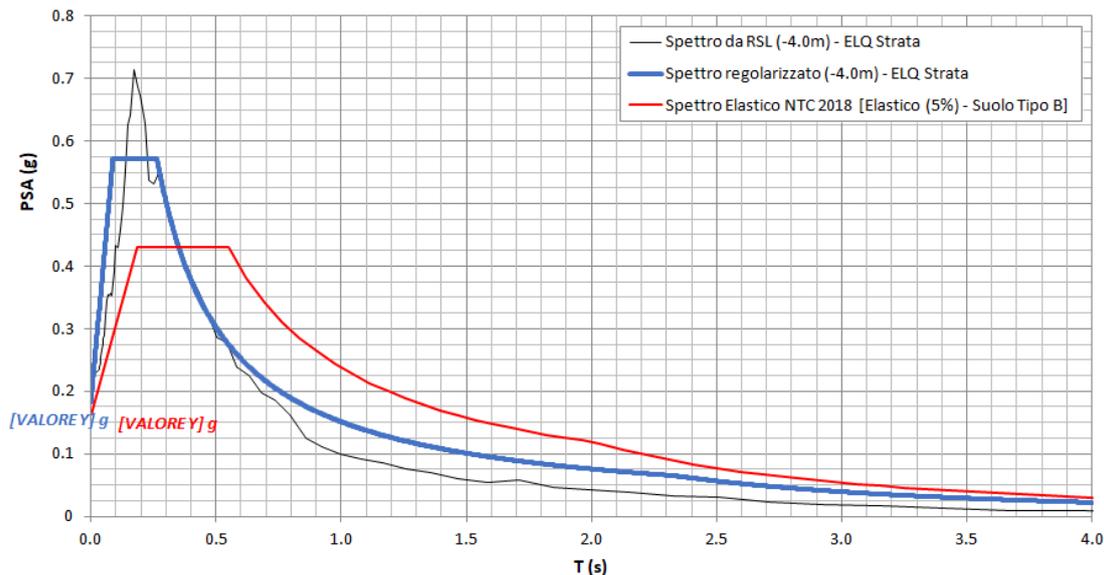
Strategia di progettazione



INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

Per il viadotto in esame è stato effettuato uno specifico studio di Risposta Simica Locale del quale si riportano i risultati:

VI07 - prova: MASW3AS29



➤ Calcolo dell'azione Sismica

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

I Fattori di struttura utilizzati sono:

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

Il baricentro delle masse viene considerato coincidente con quello dell'impalcato; nel caso particolare risulta $L= 14.30$ m.

Condizione Sismica			
Massa sismica impalcato dir x	mix	6541	kN
Massa efficace pila dir x	mpx	2800	kN
Massa complessiva dir x	mix + mpx	9341	kN
1/5 Massa sismica impalcato dir x	mix/5	1308	kN
Verifica requisito dir x		no	
Massa sismica impalcato dir. y	mi _y	7348	kN
Massa efficace pila dir. Y	mp _y	2800	kN
Massa complessiva dir. Y	mi _y + mp _y	10148	kN
1/5 Massa sismica impalcato dir. Y	mi _y /5	1470	kN
Verifica requisito dir. Y		no	
Massa sismica impalcato dir. z	mi _z	7348	kN
Massa efficace pila dir. Z	mp _z	2800	kN
Massa complessiva dir. Z	mi _z + mp _z	10148	kN
1/5 Massa sismica impalcato dir. Z	mi _z /5	1470	kN
Verifica requisito dir. Z		no	

Inerzia Pila asse y	J _{yy}	2.8	m ⁴
Inerzia Pila asse x	J _{xx}	16.4	m ⁴
Area Pila	A _p	8.80	m ²
Rigidezza Pila asse y	K _y	94287100.74	N/m
Rigidezza Pila asse x	K _x	553534684.8	N/m
rigidezza Pila asse z	K _z	23232000000	N/m
Periodo x	T _x	0.63	s
Periodo y	T _y	0.27	s
Periodo z	T _z	0.04	s

Accelerazione orizzontale Se(T _x) direzione x	a _g x	0.50	
Accelerazione orizzontale Se(T _y) direzione y	a _g y	0.50	
Accelerazione Verticale Se(T _z) direzione z	a _g z	0.08	

q=1.5

Accelerazione orizzontale Sd(T _x) direzione x	a _g x	0.33	
Accelerazione orizzontale Sd(T _y) direzione y	a _g y	0.33	
Accelerazione Verticale Sd(T _z) direzione z	a _g z	0.08	

q=1.36

Accelerazione orizzontale Sd(T _x) direzione x	a _g x	0.37	
Accelerazione orizzontale Sd(T _y) direzione y	a _g y	0.37	
Accelerazione Verticale Sd(T _z) direzione z	a _g z	0.08	

q=1

Accelerazione orizzontale Sd(T _x) direzione x	a _g x	0.50	
Accelerazione orizzontale Sd(T _y) direzione y	a _g y	0.50	
Accelerazione Verticale Sd(T _z) direzione z	a _g z	0.08	

Condizione Sismica - Taglianti Totali

q=1.5

Tagliante direzione x	F x	3126	kN
Tagliante direzione y	F y	3396	kN
Tagliante direzione z	F z	827	kN

q=1.36

Tagliante direzione x	F x	3448	kN
Tagliante direzione y	F y	3746	kN
Tagliante direzione z	F z	827	kN

q=1

Tagliante direzione x	F x	4689	kN
Tagliante direzione y	F y	5094	kN
Tagliante direzione z	F z	827	kN

4.6.8 Analisi Dinamica Lineare

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

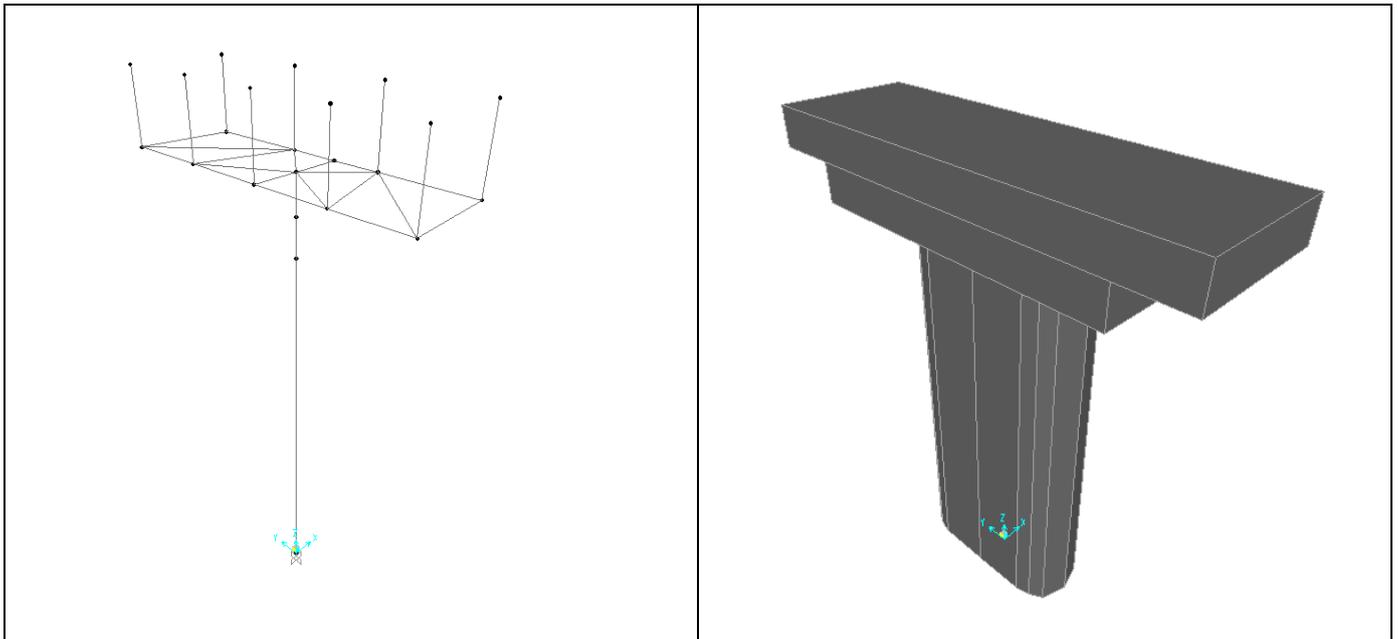


Figura 1: Modello FEM

Si riportano di seguito i risultati della analisi modale:

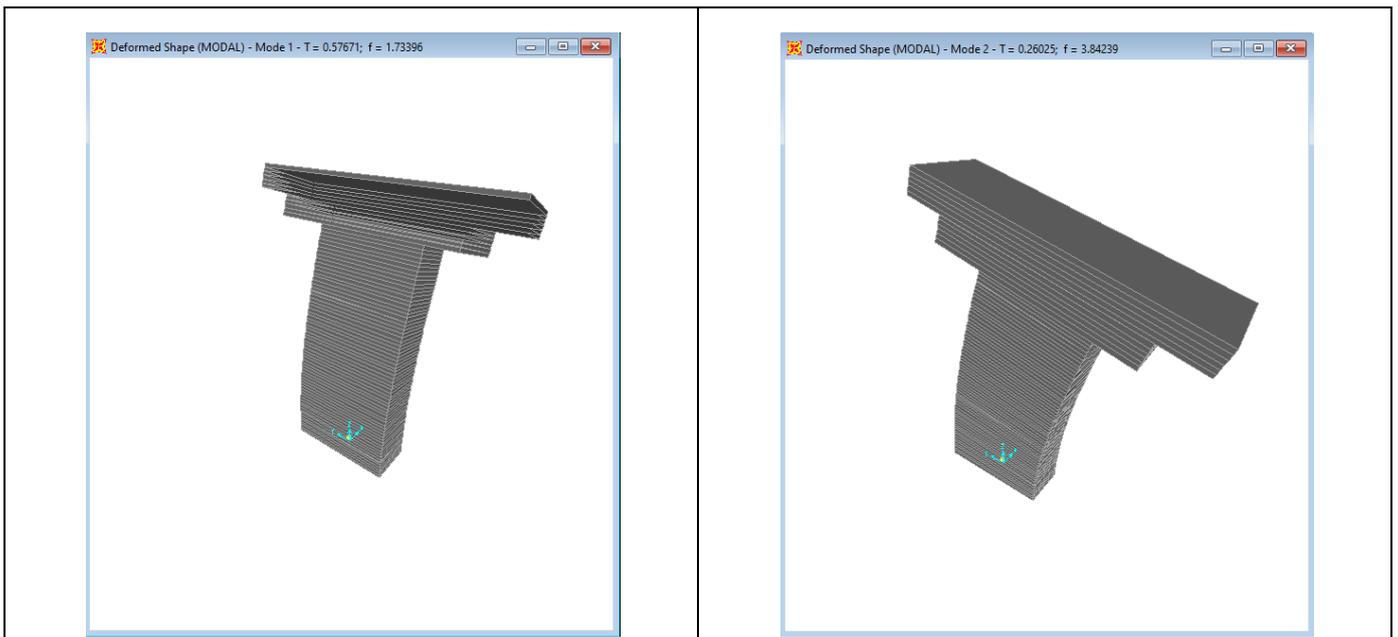


Figura 2: Modello FEM – Analisi Modale (100% rigidezza)

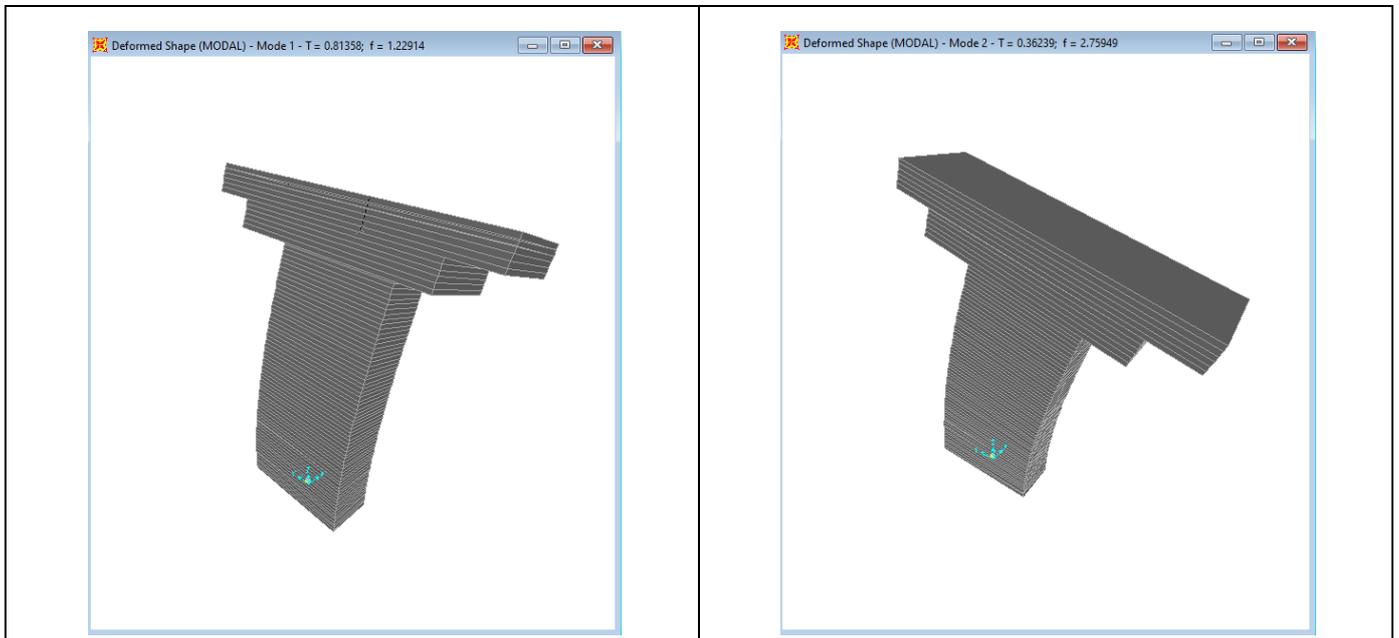


Figura 3: Modello FEM – Analisi Modale (50% rigidezza)

4.6.9 Calcolo delle sollecitazioni in testa pali

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

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

dove

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

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

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

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

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

4.6.10 Riepilogo risultati

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

Per ciascuna combinazione vengono riassunti:

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

SPICCATO PILA: condizione statica

Descrizione carico	F_z	F_x	F_y	b_{ix}	b_{iy}	b_{iz}	M_x	M_y
	[kN]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]
Pila	4340			0.00	0.00	0	0	0
Vento su pila dir. x		130		0.00	0.00	12.50	0	1622
Vento su pila dir.y			27.1	0.00	0.00	12.50	339	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	4340			0.00	0.00	0	0	0
Plinto	5760			0.00	0.00	1.25	0.00	0
Rinterro	1643			0.00	0.00	0.00	0.00	0
Vento su pila dir. x		130		0.00	0.00	15.00	0	1946
Vento su pila dir.y			27.0902156	0.00	0.00	15.00	406	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		939		0.00	0.00	1.25	0.00	1174
Plinto sisma y			939	0.00	0.00	1.25	1174	0
Plinto sisma z	469			0.00	0.00	1.25	0	0
Rinterro sisma z	134			0.00	0.00	0.00	0	0

4.7 Sollecitazioni

CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE INTERNA ALLA BASE DELLA PILA					
	N _x [kN]	T _x [kN]	T _y [kN]	M _x [kN*m]	M _y [kN*m]
A2 - SLU - N max gr.1	14659	373	671	9916	3954
A2 - SLU - MT max gr.1	13697	373	671	14101	3947
A2 - SLU - ML max gr.1	13875	474	650	9097	7513
A2 - SLU - N max gr.2	13695	888	671	9838	11530
A2 - SLU - MT max gr.2	13061	888	671	12292	11510
A2 - SLU - ML max gr.2	13242	989	650	9157	14352
A2 - SLU - N max gr.3	13695	373	671	9838	3930
A2 - SLU - MT max gr.3	13061	373	671	12292	3911
A2 - SLU - ML max gr.3	13242	474	650	9157	6753
A2 - SLU - Vento ponte scarico	11867	441	580	8126	4643
A2 - SLU - N max gr.1	14107	310	609	9103	3199
A2 - SLU - MT max gr.1	13145	310	609	13288	3192
A2 - SLU - ML max gr.1	13523	411	588	8284	6757
A2 - SLU - N max gr.2	13143	825	609	9025	10774
A2 - SLU - MT max gr.2	12509	825	609	11479	10755
A2 - SLU - ML max gr.2	12690	926	588	8344	13597
A2 - SLU - N max gr.3	13143	310	609	9025	3175
A2 - SLU - MT max gr.3	12509	310	609	11479	3155
A2 - SLU - ML max gr.3	12690	411	588	8344	5998
A2 - SLU - Vento ponte scarico	11315	378	517	7313	3888
A1 - SLU - N max gr.1	18829	432	777	11474	4446
A1 - SLU - MT max gr.1	17699	432	777	16387	4438
A1 - SLU - ML max gr.1	17908	549	752	10518	8598
A1 - SLU - N max gr.2	17697	1037	777	11382	13339
A1 - SLU - MT max gr.2	16953	1037	777	14264	13316
A1 - SLU - ML max gr.2	17165	1154	752	10588	16627
A1 - SLU - N max gr.3	17697	432	777	11382	4418
A1 - SLU - MT max gr.3	16953	432	777	14264	4395
A1 - SLU - ML max gr.3	17165	549	752	10588	7707
A1 - SLU - Vento ponte scarico	15551	627	788	10906	6743
A1 - SLU - N max gr.1	14593	327	672	10119	3446
A1 - SLU - MT max gr.1	13463	327	672	15032	3438
A1 - SLU - ML max gr.1	13672	444	648	9163	7598
A1 - SLU - N max gr.2	13460	932	672	10027	12339
A1 - SLU - MT max gr.2	13460	932	672	10027	12339
A1 - SLU - ML max gr.2	12716	1049	648	12604	13775
A1 - SLU - N max gr.3	12929	932	672	9538	14167
A1 - SLU - MT max gr.3	13460	327	672	10027	3418
A1 - SLU - ML max gr.3	12716	444	648	12604	4854
A1 - SLU - Vento ponte scarico	12929	522	688	9741	7679
SLE Rara - N max gr.1	11315	209	541	7717	1780
SLE Rara - MT max gr.1	13743	297	527	7790	3014
SLE Rara - ML max gr.1	12906	375	510	11226	3981
SLE Rara - N max gr.2	13061	297	527	7307	5008
SLE Rara - MT max gr.2	12904	745	527	7722	9601
SLE Rara - ML max gr.2	12353	823	510	9653	10557
SLE Rara - N max gr.3	12511	745	527	7360	10956
SLE Rara - MT max gr.3	12904	297	527	7722	2993
SLE Rara - ML max gr.3	12353	375	510	9653	3949
SLE Rara - Vento ponte scarico	12511	426	537	7495	5969
SLE Freq. - N max gr.1	13136	275	275	3764	2705
SLE Freq. - MT max gr.1	12508	275	275	6494	2701
SLE Freq. - ML max gr.1	12625	275	275	3402	4201
SLE Freq. - N max gr.2	12507	611	275	3713	7646
SLE Freq. - MT max gr.2	12094	611	275	5314	7633
SLE Freq. - ML max gr.2	12212	611	275	3442	8662
SLE Freq. - N max gr.3	12507	275	275	3713	2690
SLE Freq. - MT max gr.3	12094	275	275	5314	2677
SLE Freq. - ML max gr.3	12212	275	275	3442	3706
SLE Freq. - Vento ponte scarico	11315	235	257	3418	2104
SLE Q.P. - ML max gr.3	11315	297	297	3843	2913
SLV -dir X_1	11913	3446	1247	17939	49881
SLV -dir X_2	11416	3446	1247	17939	49948
SLV -dir Y_1	11882	1255	3627	53869	17164
SLV -dir Y_2	11385	1255	3627	53869	17230
SLV -dir Z+	12629	1255	1247	18036	17088
SLV -dir Z-	10973	1255	1247	18036	17309
SLV -dir X_1	11913	3769	1352	19488	54634
SLV -dir X_2	11416	3769	1352	19488	54700
SLV -dir Y_1	11882	1352	3977	59031	18590
SLV -dir Y_2	11385	1352	3977	59031	18656
SLV -dir Z+	12629	1352	1352	19585	18514
SLV -dir Z-	10973	1352	1352	19585	18735
SLV -dir X_1	11913	5011	1757	25462	72965
SLV -dir X_2	11416	5011	1757	25462	73031
SLV -dir Y_1	11882	1725	5327	78944	24089
SLV -dir Y_2	11385	1725	5327	78944	24155
SLV -dir Z+	12629	1725	1757	25559	24013
SLV -dir Z-	10973	1725	1757	25559	24234

Tabella 3 – Sollecitazioni della base della pila

TABLE: Base Reactions

OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m
EX_1	Combination	Max	2691	1497	11608	20213	37061
EX_1	Combination	Min	-2691	-1497	11608	-20213	-35081
EY_1	Combination	Max	807	4988	11608	67371	11811
EY_1	Combination	Min	-807	-4988	11608	-67371	-9832
EX_2	Combination	Max	2691	1497	11407	20213	37061
EX_2	Combination	Min	-2691	-1497	11407	-20213	-35081
EY_2	Combination	Max	807	4988	11407	67371	11811
EY_2	Combination	Min	-807	-4988	11407	-67371	-9832
EZ_1	Combination	Max	807	1497	11842	20212	11811
EZ_1	Combination	Min	-807	-1497	11842	-20212	-9832
EZ_2	Combination	Max	807	1497	11173	20212	11811
EZ_2	Combination	Min	-807	-1497	11173	-20212	-9832
			2691	4988		67371	37061

Tabella 4 – Sollecitazioni della base della pila Dinamica 50%(EI)

TABLE: Base Reactions

OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m
EX_1	Combination	Max	1928	1394	11608	18841	26642
EX_1	Combination	Min	-1927	-1394	11608	-18840	-24659
EY_1	Combination	Max	579	4646	11608	62796	8687
EY_1	Combination	Min	-578	-4646	11608	-62795	-6704
EX_2	Combination	Max	1928	1394	11408	18841	26642
EX_2	Combination	Min	-1927	-1394	11407	-18840	-24659
EY_2	Combination	Max	579	4646	11407	62796	8687
EY_2	Combination	Min	-578	-4646	11407	-62795	-6704
EZ_1	Combination	Max	579	1394	11842	18839	8687
EZ_1	Combination	Min	-578	-1394	11842	-18839	-6704
EZ_2	Combination	Max	579	1394	11173	18839	8687
EZ_2	Combination	Min	-578	-1394	11173	-18839	-6704
			1928	4646		62796	26642

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

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



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO
NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA
TRATTA LERCARA DIRAMAZIONE – CALTANISSETTA (LOTTO 3A)
Viadotto IV02

RELAZIONE DI CALCOLO PILA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30	D 09 CL	IV 02 00 004	C	30 di 58

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 [kN]	Tx [kN]	Ty [kN]	Mx [kN*m]	My [kN*m]
A2 - SLU - N max gr.1	22555	373	671	11595	4886
A2 - SLU - MT max gr.1	21593	373	671	15780	4879
A2 - SLU - ML max gr.1	21771	474	650	10723	8697
A2 - SLU - N max gr.2	21591	888	671	11517	13749
A2 - SLU - MT max gr.2	20957	888	671	13971	13730
A2 - SLU - ML max gr.2	21138	989	650	10783	16825
A2 - SLU - N max gr.3	21591	373	671	11517	4862
A2 - SLU - MT max gr.3	20957	373	671	13971	4842
A2 - SLU - ML max gr.3	21138	474	650	10783	7938
A2 - SLU - Vento ponte scarico	19763	441	580	9577	5745
A2 - SLU - N max gr.1	21510	310	609	10625	3974
A2 - SLU - MT max gr.1	20548	310	609	14810	3967
A2 - SLU - ML max gr.1	20726	411	588	9753	7785
A2 - SLU - N max gr.2	20546	825	609	10547	12837
A2 - SLU - MT max gr.2	19912	825	609	13001	12817
A2 - SLU - ML max gr.2	20093	926	588	9813	15913
A2 - SLU - N max gr.3	20546	310	609	10547	3950
A2 - SLU - MT max gr.3	19912	310	609	13001	3930
A2 - SLU - ML max gr.3	20093	411	588	9813	7025
A2 - SLU - Vento ponte scarico	18718	378	517	8607	4833
A1 - SLU - N max gr.1	29070	432	777	13416	5526
A1 - SLU - MT max gr.1	27940	432	777	18329	5518
A1 - SLU - ML max gr.1	28149	549	752	12399	9970
A1 - SLU - N max gr.2	27938	1037	777	13324	15931
A1 - SLU - MT max gr.2	27193	1037	777	16206	15908
A1 - SLU - ML max gr.2	27406	1154	752	12469	19511
A1 - SLU - N max gr.3	27938	432	777	13324	5498
A1 - SLU - MT max gr.3	27193	432	777	16206	5475
A1 - SLU - ML max gr.3	27406	549	752	12469	9078
A1 - SLU - Vento ponte scarico	25792	627	788	12875	8309
A1 - SLU - N max gr.1	21996	327	672	11800	4264
A1 - SLU - MT max gr.1	20866	327	672	16712	4256
A1 - SLU - ML max gr.1	21075	444	648	10782	8708
A1 - SLU - N max gr.2	20864	932	672	11708	14669
A1 - SLU - MT max gr.2	20864	932	672	11708	14669
A1 - SLU - ML max gr.2	20120	1049	648	14223	16397
A1 - SLU - N max gr.3	20332	932	672	11219	16498
A1 - SLU - MT max gr.3	20864	327	672	11708	4236
A1 - SLU - ML max gr.3	20120	444	648	14223	5965
A1 - SLU - Vento ponte scarico	20332	522	688	11463	8984
SLE Rara - N max gr.1	18718	209	541	9068	2303
SLE Rara - MT max gr.1	21146	297	527	9107	3756
SLE Rara - ML max gr.1	20309	375	510	12502	4917
SLE Rara - N max gr.2	20464	297	527	8624	5750
SLE Rara - MT max gr.2	20307	745	527	9039	11463
SLE Rara - ML max gr.2	19756	823	510	10929	12614
SLE Rara - N max gr.3	19914	745	527	8676	12818
SLE Rara - MT max gr.3	20307	297	527	9039	3735
SLE Rara - ML max gr.3	19756	375	510	10929	4886
SLE Rara - Vento ponte scarico	19914	426	537	8839	7036
SLE Freq. - N max gr.1	20539	275	275	4452	3393
SLE Freq. - MT max gr.1	19911	275	275	7181	3388
SLE Freq. - ML max gr.1	20028	275	275	4089	4888
SLE Freq. - N max gr.2	19910	611	275	4400	9173
SLE Freq. - MT max gr.2	19497	611	275	6001	9160
SLE Freq. - ML max gr.2	19615	611	275	4129	10189
SLE Freq. - N max gr.3	19910	275	275	4400	3377
SLE Freq. - MT max gr.3	19497	275	275	6001	3364
SLE Freq. - ML max gr.3	19615	275	275	4129	4393
SLE Freq. - Vento ponte scarico	18718	235	257	4060	2692
SLE Q.P. - ML max gr.3	18718	297	297	4585	3655
SLV -dir X_1	19497	4385	1528	21408	59671
SLV -dir X_2	18638	4385	1528	21408	59737
SLV -dir Y_1	19466	1537	4566	64109	20655
SLV -dir Y_2	18607	1537	4566	64109	20721
SLV -dir Z+	20635	1537	1528	21505	20579
SLV -dir Z-	17772	1537	1528	21505	20799
SLV -dir X_1	19497	4707	1633	23220	65229
SLV -dir X_2	18638	4707	1633	23220	65295
SLV -dir Y_1	19466	1634	4916	70147	22322
SLV -dir Y_2	18607	1634	4916	70147	22388
SLV -dir Z+	20635	1634	1633	23316	22246
SLV -dir Z-	17772	1634	1633	23316	22467
SLV -dir X_1	19497	5950	2038	30206	86667
SLV -dir X_2	18638	5950	2038	30206	86733
SLV -dir Y_1	19466	2007	6266	93434	28753
SLV -dir Y_2	18607	2007	6266	93434	28820
SLV -dir Z+	20635	2007	2038	30302	28677
SLV -dir Z-	17772	2007	2038	30302	28898

Tabella 6 – 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
AI - SLU - N max gr.1	29070	432	777	13416	5526	4107	2353	99
AI - SLU - MT max gr.1	27940	432	777	18329	5518	4208	2000	99
AI - SLU - ML max gr.1	28149	549	752	12399	9970	4163	2092	103
AI - SLU - N max gr.2	27938	1037	777	13324	15931	4459	1750	144
AI - SLU - MT max gr.2	27193	1037	777	16206	15908	4508	1535	144
AI - SLU - ML max gr.2	27406	1154	752	12469	19511	4526	1565	153
AI - SLU - N max gr.3	27938	432	777	13324	5498	3976	2233	99
AI - SLU - MT max gr.3	27193	432	777	16206	5475	4025	2018	99
AI - SLU - ML max gr.3	27406	549	752	12469	9078	4043	2048	103
AI - SLU - Vento ponte scarico	25792	627	788	12875	8309	3847	1885	112
AI - SLU - N max gr.1	21996	327	672	11800	4264	3188	1700	83
AI - SLU - MT max gr.1	20866	327	672	16712	4256	3289	1348	83
AI - SLU - ML max gr.1	21075	444	648	10782	8708	3244	1439	87
AI - SLU - N max gr.2	20864	932	672	11708	14669	3539	1097	128
AI - SLU - MT max gr.2	20864	932	672	11708	14669	3539	1097	128
AI - SLU - ML max gr.2	20120	1049	648	14223	16397	3653	818	137
AI - SLU - N max gr.3	20332	932	672	11219	16498	3542	976	128
AI - SLU - MT max gr.3	20864	327	672	11708	4236	3056	1580	83
AI - SLU - ML max gr.3	20120	444	648	14223	5965	3170	1301	87
AI - SLU - Vento ponte scarico	20332	522	688	11463	8984	3206	1313	96
						4526	818	153

Tabella 7 – 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 -dir.X 1	19497	4707	1633	23220	65229	6261	-1929	554
SLV -dir.X 2	18638	4707	1633	23220	65295	6169	-2027	554
SLV -dir.Y 1	19466	1634	4916	70147	22322	6444	-2118	576
SLV -dir.Y 2	18607	1634	4916	70147	22388	6351	-2217	576
SLV -dir.Z+	20635	1634	1633	23316	22246	4402	183	257
SLV -dir.Z-	17772	1634	1633	23316	22467	4094	-145	257
						6444	-2217	576

Tabella 8 – 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 -dir.X 1	19497	5950	2038	30206	86667	7577	-3244	699
SLV -dir.X 2	18638	5950	2038	30206	86733	7485	-3343	699
SLV -dir.Y 1	19466	2007	6266	93434	28753	7820	-3494	731
SLV -dir.Y 2	18607	2007	6266	93434	28820	7727	-3592	731
SLV -dir.Z+	20635	2007	2038	30302	28677	5023	-438	318
SLV -dir.Z-	17772	2007	2038	30302	28898	4715	-766	318
						7820	-3592	731

Tabella 9 – 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	18718	209	541	9068	2303	2606	1553	64
SLE Rara - MT max gr.1	21146	297	527	9107	3756	2945	1754	67
SLE Rara - ML max gr.1	20309	375	510	12502	4917	3063	1450	70
SLE Rara - N max gr.2	20464	297	527	8624	5750	2939	1608	67
SLE Rara - MT max gr.2	20307	745	527	9039	11463	3206	1307	101
SLE Rara - ML max gr.2	19756	823	510	10929	12614	3285	1105	108
SLE Rara - N max gr.3	19914	745	527	8676	12818	3208	1218	101
SLE Rara - MT max gr.3	20307	297	527	9039	3735	2848	1665	67
SLE Rara - ML max gr.3	19756	375	510	10929	4886	2927	1463	70
SLE Rara - Vento ponte scarico	19914	426	537	8839	7036	2948	1478	76
						3285	1105	108

Tabella 10 – Sollecitazioni massime sul singolo palo C.C. SLE

4.9 Verifiche degli elementi strutturali

Per tutti gli elementi strutturali della pila (fusto, pali, ...) vengono svolte le seguenti verifiche:

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

4.9.1 Pila

Taglio di progetto:

Direzione		Long.(Myy, Tx)	Trasv.(Mxx, Ty)	
Altezza pila	H	14.8	14.8	m
Fattore di struttura		1.5	1.5	
Fattore di sovrarresistenza (eq. 7.9.7)	γ_{Rd}	1	1	
Fattore di sovrarresistenza filtrato (eq. 7.9.7)	γ_{Rd}	1	1	
Taglio agente (q=1)	V	5011	5327	kN
Momento agente (q=1)	M	72965	78944	kN*m
Taglio agente (con q)	VEd	3446	3627	kN
Momento agente (con q)	MEd	49881	53869	kN*m
Momento Resistente	MRd	57755	103464	kN*m
Rapporto di sovrarresistenza	MRd/MEd	1.16	1.92	
Tipo sezione (EC8-2; eq. 6.11)		CRITICA	NON CRITICA	
Angolo inclinazione bielle compresse	Teta	45	da calc.	
Limite superiore Vgr	Vgr.max= V	5011	5327	kN
Taglio di progetto per la gerarchia della resistenza (eq. 7.9.12)	Vgr	3990	6966	kN
Taglio di progetto per la gerarchia della resistenza filtrato (eq. 7.9.12)	Vgr	3990	5327	kN
fattore di sicurezza aggiuntivo per la resistenza a taglio (eq. 7.9.10)	γ_{Bd}	1	1.23	
fattore di sicurezza aggiuntivo per la resistenza a taglio filtrato (eq. 7.9.10)	γ_{Bd}	1	1.23	
Riassumendo				
Taglio di calcolo	Vgr	3990	5327	kN
fattore di sicurezza aggiuntivo filtrato (eq. 7.9.10)	γ_{Bd}	1.00	1.23	
Angolo inclinazione bielle compresse	Teta	45	da calc.	

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

$$A_s = \phi 30/10 + \phi 30/10 \quad A_s \text{ trasversale} = \phi 16/10 + \phi 16/10$$

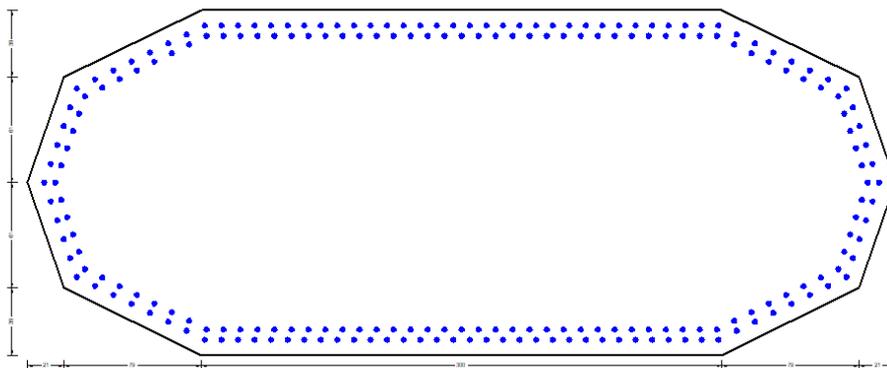
RELAZIONE DI CALCOLO PILA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30	D 09 CL	IV 02 00 004	C	35 di 58

Verifica a taglio:

dir. X			dir. Y		
Dati sezione			Dati sezione		
b	5000	mm	b	2000	mm
h	2000	mm	h	5000	mm
c	100	mm	c	100	mm
fck	32	Mpa	fck	32	Mpa
d	1900		d	4900	
Staffe			Staffe		
∅	16	mm	∅	16	mm
n	4		n	4	
s	100	mm	s	100	mm
α	1.57	rad	α	1.57	rad
θ	0.79	rad	θ	0.79	rad
ctgα	0.00		ctgα	0.00	
ctgθ	1.00		ctgθ	1.00	
f _{yd}	391	Mpa	f _{yd}	391	Mpa
f'cd	9.07	MPa	f'cd	9.07	MPa
VR _{sd}	5377.28	kN	VR _{sd}	13867.72	kN
VR _{cd}	38760.00	kN	VR _{cd}	39984.00	kN
VR _d	5377.28	kN	VR _d	13867.72	kN

Il taglio resistente risulta maggiore del taglio massimo agente (gerarchia delle resistenze).



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

RELAZIONE DI CALCOLO PILA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30	D 09 CL	IV 02 00 004	C	36 di 58

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

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Poligonale
Classe Conglomerato:	C32/40

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	150.0	100.0
2	229.0	61.0
3	250.0	0.0
4	229.0	-61.0
5	150.0	-100.0
6	-150.0	-100.0
7	-229.0	-61.0
8	-250.0	0.0
9	-229.0	61.0
10	-150.0	100.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	147.9	91.0	30
2	221.7	54.6	30
3	240.5	0.0	30
4	221.7	-54.6	30
5	147.9	-91.0	30
6	-147.9	-91.0	30
7	-221.7	-54.6	30
8	-240.5	0.0	30
9	-221.7	54.6	30
10	-147.9	91.0	30
11	147.0	85.0	30
12	217.0	50.0	30
13	234.0	0.0	30
14	217.0	-50.0	30
15	147.0	-85.0	30
16	-147.0	-85.0	30
17	-217.0	-50.0	30
18	-234.0	0.0	30

RELAZIONE DI CALCOLO PILA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30	D 09 CL	IV 02 00 004	C	37 di 58

19	-217.0	50.0	30
20	-147.0	85.0	30

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

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

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	2	6	30
2	2	3	4	30
3	3	4	4	30
4	4	5	6	30
5	5	6	30	30
6	6	7	6	30
7	7	8	4	30
8	8	9	4	30
9	9	10	6	30
10	10	1	30	30
11	11	12	6	30
12	12	13	4	30
13	13	14	4	30
14	14	15	6	30
15	15	16	29	30
16	16	17	6	30
17	17	18	4	30
18	18	19	4	30
19	19	20	6	30
20	20	11	29	30

ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe:	12 mm
Passo staffe:	3.5 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	18829.00	4446.00	11474.00	432.00	777.00
2	17699.00	4438.00	16387.00	432.00	777.00
3	17908.00	8598.00	10518.00	549.00	752.00
4	17697.00	13339.00	11382.00	1037.00	777.00
5	16953.00	13316.00	14264.00	1037.00	777.00
6	17165.00	16627.00	10588.00	1154.00	752.00
7	17697.00	4418.00	11382.00	432.00	777.00
8	16953.00	4395.00	14264.00	432.00	777.00

RELAZIONE DI CALCOLO PILA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30	D 09 CL	IV 02 00 004	C	38 di 58

9	17165.00	7707.00	10588.00	549.00	752.00
10	15551.00	6743.00	10906.00	627.00	788.00
11	14593.00	3446.00	10119.00	327.00	672.00
12	13463.00	3438.00	15032.00	327.00	672.00
13	13672.00	7598.00	9163.00	444.00	648.00
14	13460.00	12339.00	10027.00	932.00	672.00
15	13460.00	12339.00	10027.00	932.00	672.00
16	12716.00	13775.00	12604.00	1049.00	648.00
17	12929.00	14167.00	9538.00	932.00	672.00
18	13460.00	3418.00	10027.00	327.00	672.00
19	12716.00	4854.00	12604.00	444.00	648.00
20	12929.00	7679.00	9741.00	522.00	688.00
21	11913.00	49881.00	17939.00	3446.00	1247.00
22	11416.00	49948.00	17939.00	3990.00	1247.00
23	11882.00	17164.00	53869.00	1255.00	5327.00
24	11385.00	17230.00	53869.00	1255.00	3627.00
25	12629.00	17088.00	18036.00	1255.00	1247.00
26	10973.00	17309.00	18036.00	1255.00	1247.00

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	11315.00	1780.00	7717.00
2	13743.00	3014.00	7790.00
3	12906.00	3981.00	11226.00
4	13061.00	5008.00	7307.00
5	12904.00	9601.00	7722.00
6	12353.00	10557.00	9653.00
7	12511.00	10956.00	7360.00
8	12904.00	2993.00	7722.00
9	12353.00	3949.00	9653.00
10	12511.00	5969.00	7495.00

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	13136.00	2705.00 (391.04)	3764.00 (0.00)
2	12508.00	2701.00 (184696.77)	6494.00 (444065.47)
3	12625.00	4201.00 (70656.00)	3402.00 (57217.74)
4	12507.00	7646.00 (21695.68)	3713.00 (10535.71)
5	12094.00	7633.00 (18989.50)	5314.00 (13220.25)
6	12212.00	8662.00 (19793.11)	3442.00 (7865.14)
7	12507.00	2690.00 (0.00)	3713.00 (724.90)
8	12094.00	2677.00 (0.00)	5314.00 (724.90)
9	12212.00	3706.00 (116223.28)	3442.00 (107944.02)
10	11315.00	2104.00 (0.00)	3418.00 (0.00)

RELAZIONE DI CALCOLO PILA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30	D 09 CL	IV 02 00 004	C	39 di 58

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	11315.00	2913.00 (1087864.68)	3843.00 (1435174.72)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	7.5 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	2.9 cm
Copriferro netto minimo staffe:	6.3 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	18829.00	4446.00	11474.00	18828.78	39288.66	101229.20	8.821541.0(264.0)	
2	S	17699.00	4438.00	16387.00	17698.82	30986.83	112356.11	6.871541.0(264.0)	
3	S	17908.00	8598.00	10518.00	17908.08	53190.23	64827.69	6.171541.0(264.0)	
4	S	17697.00	13339.00	11382.00	17696.97	56951.44	49089.42	4.291541.0(264.0)	
5	S	16953.00	13316.00	14264.00	16952.98	54394.07	58327.69	4.091541.0(264.0)	
6	S	17165.00	16627.00	10588.00	17165.27	58911.78	37211.40	3.531541.0(264.0)	
7	S	17697.00	4418.00	11382.00	17696.86	39027.33	100398.79	8.821541.0(264.0)	
8	S	16953.00	4395.00	14264.00	16952.89	33508.85	108188.10	7.591541.0(264.0)	
9	S	17165.00	7707.00	10588.00	17164.96	51137.82	70389.25	6.641541.0(264.0)	
10	S	15551.00	6743.00	10906.00	15551.25	47949.47	77270.50	7.091541.0(264.0)	
11	S	14593.00	3446.00	10119.00	14593.20	35476.26	102662.27	10.161541.0(264.0)	
12	S	13463.00	3438.00	15032.00	13462.84	25945.12	113889.89	7.581541.0(264.0)	
13	S	13672.00	7598.00	9163.00	13671.92	51543.32	62096.18	6.781541.0(264.0)	
14	S	13460.00	12339.00	10027.00	13460.15	55334.82	45168.03	4.491541.0(264.0)	
15	S	13460.00	12339.00	10027.00	13460.15	55334.82	45168.03	4.491541.0(264.0)	
16	S	12716.00	13775.00	12604.00	12716.11	54071.70	49193.24	3.921541.0(264.0)	
17	S	12929.00	14167.00	9538.00	12929.13	56317.20	38106.42	3.981541.0(264.0)	
18	S	13460.00	3418.00	10027.00	13460.23	35203.27	101777.55	10.171541.0(264.0)	
19	S	12716.00	4854.00	12604.00	12715.94	37464.49	97114.89	7.711541.0(264.0)	
20	S	12929.00	7679.00	9741.00	12928.99	50424.84	64557.35	6.601541.0(264.0)	
21	S	11913.00	49881.00	17939.00	11912.81	58049.11	20972.52	1.161541.0(264.0)	
22	S	11416.00	49948.00	17939.00	11416.06	57755.86	20853.51	1.161541.0(264.0)	
23	S	11882.00	17164.00	53869.00	11882.23	32860.51	103464.59	1.921541.0(264.0)	
24	S	11385.00	17230.00	53869.00	11385.09	32797.70	102969.34	1.911541.0(264.0)	
25	S	12629.00	17088.00	18036.00	12629.08	52545.51	55716.61	3.081541.0(264.0)	

RELAZIONE DI CALCOLO PILA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30	D 09 CL	IV 02 00 004	C	40 di 58

26 S 10973.00 17309.00 18036.00 10973.14 51962.04 53990.19 3.001541.0(264.0)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
Xc max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
Yc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Xs min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Ys min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Xs max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Ys max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
	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	229.0	61.0	0.00322	221.7	54.6	-0.00623	-221.7	-54.6
2	0.00350	229.0	61.0	0.00325	221.7	54.6	-0.00635	-221.7	-54.6
3	0.00350	150.0	100.0	0.00315	147.9	91.0	-0.00649	-147.9	-91.0
4	0.00350	150.0	100.0	0.00311	147.9	91.0	-0.00688	-147.9	-91.0
5	0.00350	150.0	100.0	0.00313	147.9	91.0	-0.00672	-147.9	-91.0
6	0.00350	150.0	100.0	0.00307	147.9	91.0	-0.00740	-147.9	-91.0
7	0.00350	229.0	61.0	0.00322	221.7	54.6	-0.00635	-221.7	-54.6
8	0.00350	229.0	61.0	0.00324	221.7	54.6	-0.00640	-221.7	-54.6
9	0.00350	150.0	100.0	0.00316	147.9	91.0	-0.00649	-147.9	-91.0
10	0.00350	150.0	100.0	0.00317	147.9	91.0	-0.00662	-147.9	-91.0
11	0.00350	229.0	61.0	0.00322	221.7	54.6	-0.00666	-221.7	-54.6
12	0.00350	229.0	61.0	0.00325	221.7	54.6	-0.00690	-221.7	-54.6
13	0.00350	150.0	100.0	0.00313	147.9	91.0	-0.00702	-147.9	-91.0
14	0.00350	150.0	100.0	0.00308	147.9	91.0	-0.00757	-147.9	-91.0
15	0.00350	150.0	100.0	0.00308	147.9	91.0	-0.00757	-147.9	-91.0
16	0.00350	150.0	100.0	0.00309	147.9	91.0	-0.00751	-147.9	-91.0
17	0.00350	150.0	100.0	0.00305	147.9	91.0	-0.00797	-147.9	-91.0
18	0.00350	229.0	61.0	0.00322	221.7	54.6	-0.00679	-221.7	-54.6
19	0.00350	229.0	61.0	0.00321	221.7	54.6	-0.00692	-221.7	-54.6
20	0.00350	150.0	100.0	0.00313	147.9	91.0	-0.00706	-147.9	-91.0
21	0.00350	150.0	100.0	0.00295	147.9	91.0	-0.00929	-147.9	-91.0
22	0.00350	150.0	100.0	0.00295	147.9	91.0	-0.00941	-147.9	-91.0
23	0.00350	229.0	61.0	0.00322	221.7	54.6	-0.00697	-221.7	-54.6
24	0.00350	229.0	61.0	0.00322	221.7	54.6	-0.00703	-221.7	-54.6
25	0.00350	150.0	100.0	0.00311	147.9	91.0	-0.00731	-147.9	-91.0
26	0.00350	150.0	100.0	0.00309	147.9	91.0	-0.00757	-147.9	-91.0

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

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

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000014947	0.000025883	-0.001501799	----	----
2	0.000016571	0.000020576	-0.001549816	----	----
3	0.000010024	0.000036647	-0.001668282	----	----
4	0.000008070	0.000041741	-0.001884671	----	----
5	0.000009342	0.000038915	-0.001792831	----	----
6	0.000006589	0.000046767	-0.002165155	----	----
7	0.000015126	0.000026228	-0.001563853	----	----
8	0.000016199	0.000022502	-0.001582113	----	----
9	0.000010877	0.000035345	-0.001666104	----	----

RELAZIONE DI CALCOLO PILA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30	D 09 CL	IV 02 00 004	C	41 di 58

10	0.000012191	0.000033970	-0.001725630	----	----
11	0.000016147	0.000024918	-0.001717773	----	----
12	0.000018299	0.000018626	-0.001826573	----	----
13	0.000010353	0.000038920	-0.001944974	----	----
14	0.000008096	0.000045316	-0.002245971	----	----
15	0.000008096	0.000045316	-0.002245971	----	----
16	0.000008745	0.000044005	-0.002212162	----	----
17	0.000007178	0.000048862	-0.002462909	----	----
18	0.000016350	0.000025247	-0.001784251	----	----
19	0.000016027	0.000027620	-0.001854986	----	----
20	0.000010830	0.000038399	-0.001964354	----	----
21	0.000004650	0.000059715	-0.003168900	----	----
22	0.000004668	0.000060288	-0.003229012	----	----
23	0.000017031	0.000024141	-0.001872720	----	----
24	0.000017117	0.000024321	-0.001903364	----	----
25	0.000009647	0.000041528	-0.002099800	----	----
26	0.000009672	0.000042886	-0.002239491	----	----

VERIFICHE A TAGLIO

Diam. Staffe: 12 mm
Passo staffe: 3.5 cm [Passo massimo di normativa = 25.0 cm]

Ver S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
Ved Taglio di progetto [kN] = proiez. 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	762.68	29491.94	4548.74205.9	179.9	313.2	1.000	1.114	10.8	64.6(0.0)
2	S	823.82	27437.71	4950.67224.2	195.8	269.4	1.000	1.107	10.8	64.6(0.0)
3	S	727.95	35359.44	4181.83187.0	165.4	410.5	1.000	1.108	11.2	64.6(0.0)
4	S	1165.64	36324.89	4118.12183.7	162.8	428.7	1.000	1.107	18.3	64.6(0.0)
5	S	1189.73	35537.04	4162.05185.7	164.6	416.7	1.000	1.102	18.5	64.6(0.0)
6	S	1247.63	37014.12	4096.96182.0	162.0	440.4	1.000	1.104	19.7	64.6(0.0)
7	S	762.41	29197.34	4555.75205.9	180.2	311.5	1.000	1.107	10.8	64.6(0.0)
8	S	804.56	27592.20	4794.77216.9	189.6	280.9	1.000	1.102	10.8	64.6(0.0)
9	S	745.90	34846.68	4224.89188.7	167.1	402.1	1.000	1.104	11.4	64.6(0.0)
10	S	856.31	33354.75	4297.91191.6	170.0	381.7	1.000	1.094	12.9	64.6(0.0)
11	S	639.86	27467.12	4684.72211.1	185.3	289.9	1.000	1.088	8.8	64.6(0.0)
12	S	704.21	26024.86	5335.58239.8	211.0	242.7	1.000	1.081	8.5	64.6(0.0)
13	S	595.66	34544.60	4220.05187.0	166.9	406.8	1.000	1.083	9.1	64.6(0.0)
14	S	1035.66	35699.14	4156.36183.5	164.4	427.4	1.000	1.081	16.1	64.6(0.0)
15	S	1035.66	35699.14	4156.36183.5	164.4	427.4	1.000	1.081	16.1	64.6(0.0)
16	S	1155.18	35242.96	4176.67184.3	165.2	421.6	1.000	1.077	17.9	64.6(0.0)
17	S	1019.77	36008.34	4150.56182.7	164.1	433.0	1.000	1.078	15.9	64.6(0.0)
18	S	639.75	27168.25	4690.80211.0	185.5	288.2	1.000	1.081	8.8	64.6(0.0)
19	S	709.25	27644.88	4589.94206.0	181.5	300.9	1.000	1.077	10.0	64.6(0.0)
20	S	689.16	34248.30	4242.96187.8	167.8	402.8	1.000	1.078	10.5	64.6(0.0)

RELAZIONE DI CALCOLO PILA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30	D 09 CL	IV 02 00 004	C	42 di 58

21	S	3532.40	36759.32	4153.51181.3	164.2	444.2	1.000	1.072	55.0	64.6(0.0)
22	S	4074.36	36643.71	4159.80181.4	164.5	443.4	1.000	1.069	63.3	64.6(0.0)
23	S	4096.29	26274.60	4797.25215.5	189.7	274.9	1.000	1.072	55.2	64.6(0.0)
24	S	3113.82	26124.58	4796.19215.3	189.7	274.2	1.000	1.069	42.0	64.6(0.0)
25	S	1504.61	34798.45	4202.00185.6	166.2	414.0	1.000	1.076	23.1	64.6(0.0)
26	S	1498.60	34489.33	4214.66185.5	166.7	412.9	1.000	1.066	23.0	64.6(0.0)

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

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [Mpa]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [Mpa]
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff.	Area di calcestruzzo [cm ²] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff.	Area barre [cm ²] 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	2.18	229.0	61.0	-1.3	-221.7	-54.6	254	7.1
2	S	2.59	229.0	61.0	-0.7	-221.7	-54.6	980	56.5
3	S	3.16	229.0	61.0	-12.2	-221.7	-54.6	2725	155.5
4	S	3.05	150.0	100.0	-9.3	-147.9	-91.0	1342	77.8
5	S	4.64	150.0	100.0	-39.9	-147.9	-91.0	4557	261.5
6	S	5.20	150.0	100.0	-54.2	-147.9	-91.0	5524	289.8
7	S	5.09	150.0	100.0	-51.8	-147.9	-91.0	5673	311.0
8	S	2.51	229.0	61.0	-1.7	-221.7	-54.6	814	42.4
9	S	2.91	150.0	100.0	-9.6	-147.9	-91.0	2477	141.4
10	S	3.33	150.0	100.0	-15.8	-147.9	-91.0	2283	134.3

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

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

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00001	0	0.500	30.0	75	0.00000 (0.00000)	439	0.002 (0.20)	39961.04	173246.82
2	S	-0.00001	0	0.500	30.0	75	0.00000 (0.00000)	343	0.001 (0.20)	78553.80	203030.55
3	S	-0.00007	0	0.500	30.0	75	0.00004 (0.00004)	344	0.013 (0.20)	16763.96	47272.59
4	S	-0.00006	0	0.500	30.0	75	0.00003 (0.00003)	343	0.010 (0.20)	24187.62	35291.32
5	S	-0.00022	0	0.500	30.0	75	0.00012 (0.00012)	344	0.041 (0.20)	16064.94	12920.89
6	S	-0.00030	0	0.500	30.0	75	0.00016 (0.00016)	352	0.057 (0.20)	14295.75	13071.60
7	S	-0.00028	0	0.500	30.0	75	0.00016 (0.00016)	348	0.054 (0.20)	15403.93	10348.02
8	S	-0.00001	0	0.500	30.0	75	0.00001 (0.00001)	353	0.002 (0.20)	50580.09	130497.66
9	S	-0.00006	0	0.500	30.0	75	0.00003 (0.00003)	344	0.010 (0.20)	19996.51	48879.78
10	S	-0.00009	0	0.500	30.0	75	0.00005 (0.00005)	342	0.016 (0.20)	19492.19	24475.45

RELAZIONE DI CALCOLO PILA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30	D 09 CL	IV 02 00 004	C	43 di 58

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	2.15	150.0	100.0	4.2	-147.9	-91.0	----	----
2	S	2.30	150.0	100.0	0.3	-147.9	-91.0	0	0.0
3	S	2.46	150.0	100.0	-1.3	-147.9	-91.0	344	7.1
4	S	3.53	150.0	100.0	-19.6	-147.9	-91.0	3024	190.9
5	S	3.67	150.0	100.0	-23.6	-147.9	-91.0	3240	197.9
6	S	3.85	150.0	100.0	-27.3	-147.9	-91.0	4567	289.8
7	S	2.09	150.0	100.0	3.5	-147.9	-91.0	----	----
8	S	2.17	150.0	100.0	1.2	-147.9	-91.0	----	----
9	S	2.30	150.0	100.0	-0.2	-147.9	-91.0	299	7.1
10	S	1.81	150.0	100.0	4.2	-147.9	-91.0	----	----

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	-0.00068	0	----	----	----	----	0.000 (0.20)	391.04	0.00	
2	S	0.00000	0	0.500	30.0	75	0.00005 (0.00005)	0	0.002 (0.20)	184696.77	444065.47
3	S	-0.00001	0	0.500	30.0	75	0.00000 (0.00000)	503	0.002 (0.20)	70656.00	57217.74
4	S	-0.00011	0	0.500	30.0	75	0.00006 (0.00006)	336	0.020 (0.20)	21695.68	10535.71
5	S	-0.00013	0	0.500	30.0	75	0.00007 (0.00007)	338	0.024 (0.20)	18989.50	13220.25
6	S	-0.00015	0	0.500	30.0	75	0.00008 (0.00008)	335	0.027 (0.20)	19793.11	7865.14
7	S	-0.00050	0	----	----	----	----	0.000 (0.20)	0.00	724.90	
8	S	-0.00050	0	----	----	----	----	0.000 (0.20)	0.00	724.90	
9	S	-0.00001	0	0.500	30.0	75	0.00000 (0.00000)	471	0.000 (0.20)	116223.28	107944.02
10	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	0.000 (0.20)	0.00	0.00	

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	2.04	150.0	100.0	0.9	-147.9	-91.0	0	0.0

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	0.500	30.0	75	0.00000 (0.00000)	0	0.002 (0.20)	1087864.681435174.72

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 :

$$N_{\max} = 4526 \text{ kN (CC. SLU)}$$

$$N_{\max} = 6444 \text{ kN (CC. SLV } q=1.36)$$

$$T_{\max} = 576 \text{ kN (CC. SLV } q=1.36)$$

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

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

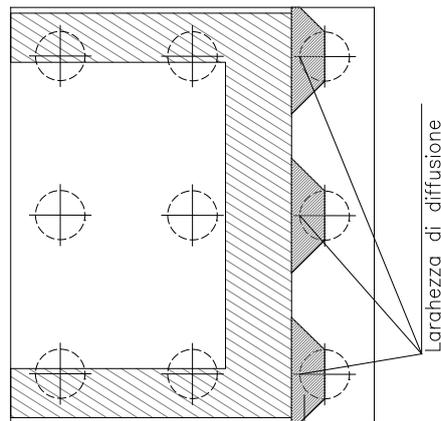
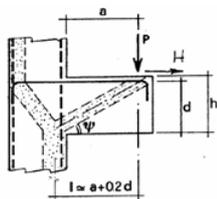


Figura 1 – Diffusione delle azioni dal palo alla pila

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

VERIFICA - MECCANISMO TIRANTE PUNTO.



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

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

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

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

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

Dati di progetto

b(m)=	3.60	m	dimensione trasversale verifica
P_{Ed} (KN) =	6444.00	KN	Carico complessivo VERTICALE sulla fascia di dimensione b
H_{Ed} (KN) =	576.00	KN	Carico complessivo ORIZZONTALE sulla fascia di dimensione b
a(m) =	3.20	m	distanza P da incastro
h(m) =	2.50	m	spessore mensola
δ (m) =	0.12	m	copriferro riferito al baricentro delle armature compressive in trazione
d(m) =	2.38	m	altezza utile
l(m) =	3.68	m	a+0,2d
λ =	1.72		$\lambda = \text{ctg} \psi \geq 1 (0,9d)$

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° R1 =	1	$\phi 1$ (mm) =	24.0	p1 (cm) =	10.0
$A_{\phi i}$ (mm ²) =	452.39	nb tot 1 =	36.0	$A_{\phi TOT}$ (mm ²) =	16286.00
				$A_{\phi CAL}$ (mm ²) =	16286.00
				$\theta 1^\circ$ =	0.0
Registro tipo	R2				
n° R2 =	1	$\phi 2$ (mm) =	24.0	p2 (cm) =	10.0
$A_{\phi i}$ (mm ²) =	452.39	nb tot 2 =	36.0	$A_{\phi TOT}$ (mm ²) =	16286.00
				$A_{\phi CAL}$ (mm ²) =	16286.00
				$\theta 2^\circ$ =	0.0
Registro tipo	R3				
n° R3 =	0	$\phi 3$ (mm) =	26.0	p3 (cm) =	10.0
$A_{\phi i}$ (mm ²) =	530.93	nb tot 3 =	0.0	$A_{\phi TOT}$ (mm ²) =	0.00
				$A_{\phi CAL}$ (mm ²) =	0.00
				$\theta 3^\circ$ =	0.0

Verifiche di resistenza

Ψ = 0.528 rad = 30.23 °

P_{RS} = 7085.4 KN PRs > PEd - Verifica Soddisfatta

P_{RC} = 12248.7 KN PRc > PRs - Verifica Soddisfatta

4.9.3 Palo di fondazione

Viene verificata la sezione di incastro con la platea di fondazione; le sollecitazioni sono ricavate dall'analisi elastica con $q=1$.

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

$$M = T * \alpha$$

$$\alpha = 2.2 \text{ (vedi relazione geotecnica)}$$

	N	M	V
SLU	4526	337	153
SLU	818	337	153
SLV $q=1$	7820	1608	731
SLV $q=1$	-3592	1608	731

Caratteristiche della sezione:

Sezione circolare $\varnothing 120 \text{ cm}$

$$A_s = 28+28 \phi 26 \quad \text{staffe } \phi 12/20$$

La lunghezza del palo è pari a $L = 36.00\text{m}$

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

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

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Circolare
Classe Conglomerato:	C25/30

RELAZIONE DI CALCOLO PILA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30	D 09 CL	IV 02 00 004	C	47 di 58

Raggio circ.: 60.0 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	51.5	28	26
2	0.0	0.0	46.0	28	26

ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe: 12 mm
Passo staffe: 20.0 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 [daNm] intorno all'asse X di riferimento delle coordinate con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse Y di riferimento delle coordinate

N°Comb.	N	Mx	Vy
1	4526.00	337.00	153.00
2	818.00	337.00	153.00
3	7820.00	1608.00	731.00
4	-3592.00	1608.00	731.00

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 di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	3285.00	237.00	0.00
2	1105.00	237.00	0.00

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

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

N°Comb.	N	Mx	My
1	2868.00	164.00 (391.04)	0.00 (0.00)

RELAZIONE DI CALCOLO PILA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30	D 09 CL	IV 02 00 004	C	48 di 58

2 1464.00 164.00 (184696.77) 0.00 (444065.47)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 7.2 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 2.9 cm
Copriferro netto minimo staffe: 6.0 cm

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

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls. (positivo se di compressione)
Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
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
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	N Res	Mx Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	4526.00	337.00	4525.82	5120.91	15.20	297.3(33.9)
2	S	818.00	337.00	817.98	4642.35	13.78	297.3(33.9)
3	S	7820.00	1608.00	7820.05	5129.88	3.19	297.3(33.9)
4	S	-3592.00	1608.00	-3591.96	3468.29	2.16	297.3(33.9)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
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	60.0	0.00296	0.0	51.5	-0.00363	0.0	-51.5
2	0.00350	0.0	60.0	0.00279	0.0	51.5	-0.00578	0.0	-51.5
3	0.00350	0.0	60.0	0.00305	0.0	51.5	-0.00245	0.0	-51.5
4	0.00350	0.0	60.0	0.00243	0.0	51.5	-0.01058	0.0	-51.5

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	0.000000000	0.000063969	-0.000338131	----	----
2	0.000000000	0.000083235	-0.001494078	----	----
3	0.000000000	0.000053391	0.000296513	----	----
4	0.000000000	0.000126256	-0.004075350	----	----

VERIFICHE A TAGLIO

RELAZIONE DI CALCOLO PILA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30	D 09 CL	IV 02 00 004	C	49 di 58

Diam. Staffe: 12 mm
Passo staffe: 20.0 cm [Passo massimo di normativa = 25.0 cm]

Ver S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
Ved Taglio di progetto [kN] = V_y ortogonale 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	153.00	2527.94	1584.46	93.3	75.6	109.5	2.500	1.250	2.1	21.4(0.0)
2	S	153.00	2252.30	1697.25	94.4	81.0	108.3	2.500	1.051	1.9	21.4(0.0)
3	S	731.00	2369.16	1502.93	93.3	71.8	108.2	2.500	1.250	10.4	21.4(0.0)
4	S	731.00	2168.28	1863.23	97.5	89.0	99.8	2.500	1.000	8.4	21.4(0.0)

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

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	3.00	0.0	61.0	19.4	0.0	-51.5	----	----
2	S	1.63	0.0	61.0	-1.6	0.0	-51.5	309	5.3

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

Ver. La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a f_{ctm}
Esito della verifica
e1 Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
e2 Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1 = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
kt = 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k2 = 0.5 per flessione: $=(e1 + e2)/(2 * e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
k3 = 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
k4 = 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
Cf 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
-------	-----	----	----	----	---	----	-------------	--------	----	---------	---------

RELAZIONE DI CALCOLO PILA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30	D 09 CL	IV 02 00 004	C	50 di 58

1	S	-0.00001	0	----	----	----	----	----	0.000 (0.20)	39961.04	173246.82
2	S	-0.00002	0	0.500	26.0	72	0.00000 (0.00000)	502	0.002 (0.20)	2796.08	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	2.45	0.0	100.0	19.1	0.0	-51.5	----	----
2	S	1.56	0.0	100.0	5.7	0.0	-51.5	----	----

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

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm sr max	wk	Mx fess	My fess	
1	S	-0.00068	0	----	----	----	----	----	0.000 (0.20)	391.04	0.00
2	S	0.00000	0	----	----	----	----	----	0.000 (0.20)	184696.77	444065.47

4.10 Escursione Longitudinale, giunti e varchi

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

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

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

dove:

E1 = spostamento dovuto alla variazione termica uniforme;

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

In ogni caso, dovrà risultare:

$$EL \geq E_0 \quad e \quad EL \geq E_i \quad \text{con } i = 1, 2, 3$$

dove:

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

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

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

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

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

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

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

dove:

L = la lunghezza del ponte (m).

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

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

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

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

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

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

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

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

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

a_g		0.161	g
F_0		3.12	
S_s		1	
S_t		1	
T_c		0.338	s
T_D		2.25	s
Accel. massima al suolo	$S \cdot a_{gmax}$	0.16	g
Accel. massima spettro (plateau)	$F_0 \cdot S \cdot a_{gmax}$	0.50	g
Inerzia Pila asse y	J_{yy}	2.79	m ⁴

RELAZIONE DI CALCOLO PILA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30	D 09 CL	IV 02 00 004	C	53 di 58

Altezza pila	h1	12.5	m	
Altezza baricentro impalcato	h2	1.8	m	
Altezza totale	h=h1+h2	14.3		
Rigidezza Pila asse y	K	47143550.4	N/m	
Forza agente in fase sismica in dir.x <u>per q=1</u>	F	4689	kN	
Fattore di struttura	q	1		
Spostamento testa pila	d _{Ee} = F/K	0.099	m	
μ _d (par.7.3.3.3 NTC)		1		
Spostamento testa pila (par.7.3.3.3 NTC)	d _E = d _{Ee} *μ _d	0.099	m	
k1		0.45		
k2		0.55		
d _g (par.3.2.3.2.1 NTC)		0.03	m	
d _{ij} max (par.3.2.4.2)		0.05		
Lunghezza impalcato		32	m	
Dilatazione termica impalcato	D _t	0.01024	m	
E1	2*D _t	0.020	m	
E2	4* d _E *k2	0.219	m	
E3	2*d _{ij} max	0.106	m	
EL	k1*(E1+E2+E3)	0.057	m	Spalla - Spalla
EL	k1*(E1+E2+E3)	0.155	m	Spalla - Pila
EL	k1*(E1+E2+E3)	0.254	m	Pila - Pila
EL min 1		0.1466	m	
EL min 2		0.100	m	
EL min	max(ELmin1;Elmin2)	0.1466	m	
EL progetto	max(EL;Elmin;Ei)	0.219	m	Spalla - Spalla
EL progetto	max(EL;Elmin;Ei)	0.219	m	Spalla - Pila
EL progetto	max(EL;Elmin;Ei)	0.254	m	Pila - Pila
Corsa apparecchi di appoggio mobili	par 2.5.2.1.5.2	0.137	+/- m	Spalla - Spalla
Corsa apparecchi di appoggio mobili	par 2.5.2.1.5.5	0.137	+/- m	Spalla - Pila

RELAZIONE DI CALCOLO PILA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30	D 09 CL	IV 02 00 004	C	54 di 58

Corsa apparecchi di appoggio mobili	par 2.5.2.1.5.5	0.159	+/- m	Pila - Pila
Escursione dei giunti	par 2.5.2.1.5.3	0.119	+/- m	Spalla - Spalla
Escursione dei giunti	par 2.5.2.1.5.3	0.119	+/- m	Spalla - Pila
Escursione dei giunti	par 2.5.2.1.5.3	0.137	+/- m	Pila - Pila
Ampiezza dei varchi 'V'	par 2.5.2.1.5.4	0.147	m	Pila - Pila
Ritegni sismici	par 2.5.2.1.5.5	0.137	m	Pila - Pila

4.11 Ritegni

Dati i bassi valori di sollecitazione, rispetto alla cautelatività dell'approccio adottato ed ai meccanismi resistenti ipotizzati, per l'elemento in oggetto in questa fase progettuale si omettono le verifiche SLE tensionali e a fessurazione.

Le massime forze sismiche afferenti ai differenti impalcati sono le seguenti:

$$\text{Imp 32,00 m: } P_{\max} = [(G1+G2)*L+0.2*Q]*a_{\max} = 3284 \text{ kN}$$

$$\text{Imp 25,00 m: } P_{\max} = [(G1+G2)*L+0.2*Q]*a_{\max} = 4112 \text{ kN}$$

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

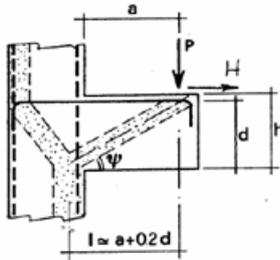
$$\text{Imp 25,00 m: } P_{\max} = 4112 \text{ kN}$$

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

$$B = 4,70 \text{ m}$$

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

VERIFICA - MECCANISMO TIRANTE PUNTONE.



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

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

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

Pr : Portanza mensola in termini di resistenza della Biella compressa

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

CONDIZIONI DI VERIFICA

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

Dati di progetto

b(m)=	4.70	m	dimensione trasversale verifica
P_{Ed} (KN) =	4112	KN	Carico complessivo VERTICALE sulla fascia di dimensione b
H_{Ed} (KN) =	0.00	KN	Carico complessivo ORIZZONTALE sulla fascia di dimensione b
a(m) =	0.50	m	distanza P da incastro
h(m) =	0.50	m	spessore mensola
δ (m) =	0.08	m	copriferro riferito al baricentro delle armature compressive in trazione
d(m) =	0.42	m	altezza utile
l(m) =	0.58	m	a+0,2d
λ =	1.54		$\lambda = ctg\psi \geq l / (0,9d)$

Tipo di mensola (Valutazione coefficiente C)

sblazi di travi (con staffatura)

c(m) = 1.50

Caratteristiche Materiali

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

Caratteristiche Armature di Progetto

Registro tipo R1							
n° R1 =	1	$\phi 1$ (mm) =	26.0	p1(cm) =	10.0	$\theta 1^\circ$ =	0.0
$A_{\phi i}$ (mm ²) =	530.93	nb tot 1 =	47.0	$A_{\phi TOT}$ (mm ²) =	24953.65	$A_{\phi CAL}$ (mm ²) =	24953.65
Registro tipo R2							
n° R2 =	0	$\phi 2$ (mm) =	26.0	p2(cm) =	10.0	$\theta 2^\circ$ =	0.0
$A_{\phi i}$ (mm ²) =	530.93	nb tot 2 =	0.0	$A_{\phi TOT}$ (mm ²) =	0.00	$A_{\phi CAL}$ (mm ²) =	0.00
Registro tipo R3							
n° R3 =	0	$\phi 3$ (mm) =	26.0	p3(cm) =	10.0	$\theta 3^\circ$ =	0.0
$A_{\phi i}$ (mm ²) =	530.93	nb tot 3 =	0.0	$A_{\phi TOT}$ (mm ²) =	0.00	$A_{\phi CAL}$ (mm ²) =	0.00

Verifiche di resistenza

$\Psi =$ rad = °

$P_{RS} =$ KN

$P_{RC} =$ KN

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

$$(Imp\ 25,00\ m)/2: P_{max} = 2056\ kN$$

(il ritegno trasversale lato imp.32m è più grande e con massa afferente minore, pertanto si verifica solo il ritegno lato imp. 25m)

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

$$B = 0,50\ m$$

$$H = 0,90\ m$$

Dati di progetto

b(m)=	0.50	m	dimensione trasversale verifica
P _{Ed} (kN) =	2056	kN	Carico complessivo VERTICALE sulla fascia di dimensione b
H _{Ed} (kN) =	0.00	kN	Carico complessivo ORIZZONTALE sulla fascia di dimensione b
a(m) =	0.50	m	distanza P da incastro
h(m) =	0.90	m	spessore mensola
δ(m) =	0.10	m	copriferro riferito al baricentro delle armature complessive in trazione
d(m) =	0.80	m	altezza utile
l(m) =	0.66	m	a+0,2d
λ =	0.92		λ=ctgψ≧1/(0,9d).

Tipo di mensola (Valutazione coefficiente c)

sblazi di travi (con staffatura)

c(m) = 1.50

Caratteristiche Materiali

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

Caratteristiche Armature di Progetto

Registro tipo	R1						
n° R1=	1	φ1(mm) =	26.0	p1(cm) =	10	θ1° =	0.0
A _{φ i} (mm ²) =	530.93	nb tot 1=	5.0	A _{φ TOT} (mm ²) =	2654.64	A _{φ CAL} (mm ²) =	2654.64
Registro tipo	R2						
n° R2=	1	φ2(mm) =	24.0	p2(cm) =	10.0	θ2° =	0.0
A _{φ i} (mm ²) =	452.39	nb tot 2=	5.0	A _{φ TOT} (mm ²) =	2261.94	A _{φ CAL} (mm ²) =	2261.94
Registro tipo	R3						
n° R3=	0	φ3(mm) =	26.0	p3(cm) =	10.0	θ3° =	0.0
A _{φ i} (mm ²) =	530.93	nb tot 3 =	0.0	A _{φ TOT} (mm ²) =	0.00	A _{φ CAL} (mm ²) =	0.00

Verifiche di resistenza

Ψ= rad = °

P_{RS} = KN

P_{RC} = KN

RELAZIONE DI CALCOLO PILA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30	D 09 CL	IV 02 00 004	C	58 di 58

Il pulvino è soggetto ad una forza verticale pari a:

$P_{max} = 3398 \text{ kN}$ (scarico massimo SLU appoggi)

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

$B = 3,50 \text{ m}$

$H = 2,00 \text{ m}$

Dati di progetto

$b(m) =$	3.50	m	dimensione trasversale verifica
$P_{Ed} (KN) =$	3398	KN	Carico complessivo VERTICALE sulla fascia di dimensione b
$H_{Ed} (KN) =$	101.93	KN	Carico complessivo ORIZZONTALE sulla fascia di dimensione b
$a(m) =$	1.25	m	distanza P da incastro
$h(m) =$	2.00	m	spessore mensola
$\bar{\delta}(m) =$	0.10	m	copriferro riferito al baricentro delle armature complessive in trazione
$d(m) =$	1.90	m	altezza utile
$l(m) =$	1.63	m	$a+0,2d$
$\lambda =$	0.95		$\lambda = ctg\psi \geq 1/(0,9d)$

Tipo di mensola (Valutazione coefficiente c)

sblazi di travi (con staffatura)

$c(m) = 1.50$

Caratteristiche Materiali

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

Caratteristiche Armature di Progetto

Registro tipo	R1						
$n^{\circ} R1 =$	1	$\phi 1(mm) =$	26.0	$p1(cm) =$	10.0	$\theta 1^{\circ} =$	0.0
$A_{\phi i} (mm^2) =$	530.93	$nb \text{ tot } 1 =$	35.0	$A_{\phi \text{ TOT}} (mm^2) =$	18582.50	$A_{\phi \text{ CAL}} (mm^2) =$	18582.50
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	$nb \text{ tot } 2 =$	35.0	$A_{\phi \text{ TOT}} (mm^2) =$	18582.50	$A_{\phi \text{ CAL}} (mm^2) =$	18582.50
Registro tipo	R3						
$n^{\circ} R3 =$	0	$\phi 3(mm) =$	26.0	$p3(cm) =$	10.0	$\theta 3^{\circ} =$	0.0
$A_{\phi i} (mm^2) =$	530.93	$nb \text{ tot } 3 =$	0.0	$A_{\phi \text{ TOT}} (mm^2) =$	0.00	$A_{\phi \text{ CAL}} (mm^2) =$	0.00

Verifiche di resistenza

$\Psi =$ rad = °

$P_{RS} =$ KN

$P_{RC} =$ KN