

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA - CATANIA - PALERMO

NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO - CATANIA

U.O. OPERE CIVILI E GESTIONE DELLE VARIANTI

PROGETTO DEFINITIVO

TRATTA CALTANISSETTA XIRBI - NUOVA ENNA (LOTTO 4A)

VIABILITA' - VIADOTTI

NW01 – VIADOTTO STRADALE SU NV94

Relazione di calcolo pila

SCALA:

-

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

RS3U 40 D 09 CL NW0100 003 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: RS3U.4.0.D.09.CL.NW.01.0.0.003.C

n. Elab.: 09_229

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>Azione sismica</i>	21
4.6.7	<i>Calcolo delle sollecitazioni in testa pali</i>	26
4.6.8	<i>Riepilogo risultati</i>	27
4.7	SOLLECITAZIONI.....	28
4.7.1	<i>Plinto di fondazione</i>	30
4.8	PALI DI FONDAZIONE	32

RELAZIONE DI CALCOLO PILA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3U	40	D 09 CL	NW 01 00 003	C	3 di 57

4.9	VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI.....	33
4.9.1	<i>Pila</i>	34
4.9.2	<i>Zattera di fondazione</i>	43
4.9.3	<i>Palo di fondazione</i>	45
4.10	ESCURSIONE LONGITUDIANLE, GIUNTI E VARCHI	50

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 pile del viadotto NW01 sulla viabilità NV94. In particolare si tratterà la pila di altezza maggiore per tipologia di impalcati afferenti.

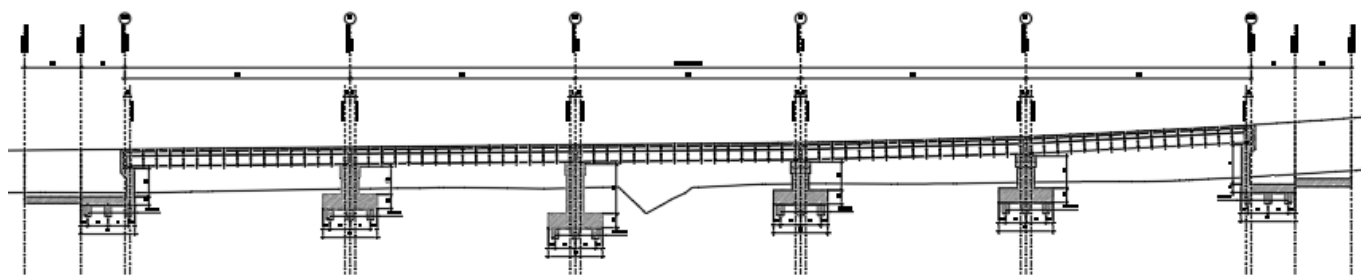
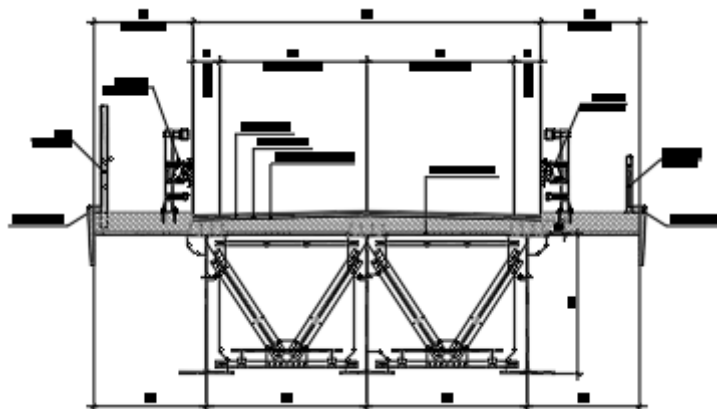
Le analisi strutturali e le verifiche di sicurezza sono state effettuate secondo il DM 17 gennaio 2018.

1.1 Descrizione dell'opera

Sulla NV94 - Viabilità di accesso al piazzale di soccorso (Galleria Salso Lato Palermo, accesso al piazzale di soccorso strada a destinazione particolare Corsia 2.75m + Banchina 0.50m $b=6.50m$) in corrispondenza della progressiva 0+090 viene previsto un viadotto di lunghezza totale di 200 m circa.

Il viadotto è suddiviso in 5 campate da 40.0m di luce; gli impalcati saranno costituiti da tre travi in carpenteria metallica collegate in testa da una soletta in c.a. collaborante, gettata in opera.

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



Sezione trasversale e prospetto

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 $f_{tk} > 540 \text{ N/mm}^2$
- $1.15 \leq f_{tk}/f_{yk} < 1.35$

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 "Specifica 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
RS3U	40	D 09 CL	NW 01 00 003	C	8 di 57

		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 [circolare](#) di diametro 3.00m, una altezza complessiva di 3.70m.

Il pulvino è costituito da una sezione piena di dimensione 3.5x 8.60m 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

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_{sp}	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	8.60	m
Area Sezione		30.10	m ²
% Vuoti sezione		0%	
Coordinata X del baricentro rispetto fondazione	x_p	0.00	m
Pila			
Altezza	H_m	3.70	m
Lunghezza lungo asse X	b_m	3.00	m
Lunghezza lungo asse Y	L_m	3.00	m
Area Sezione		7.07	m ²
% Vuoti sezione		0%	
Coordinata X del baricentro rispetto fondazione	x_m	0.00	m
Distanza asse baggioli- asse pila (sx)	x_{m1}	-1.00	m
Distanza asse baggioli- asse asse pila (dx)	x_{m2}	1.00	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)		-1.00	m
Distanza asse baggioli - baricentro plinto (dx)		1.00	m
Terreno			
Angolo d'attrito interno (φ)		35	°
Coefficiente per il calcolo della spinta a riposo	▼	$K_0 = 0.426$	▼
Sisma			
S_s		1.500	
a_g		0.083	
Coefficiente sismico orizzontale	k_h	0.125	

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		2	
Lunghezza	L	40	m
Peso Proprio	G ₁	120	kN/m
Permanenti portati	G ₂	50	kN/m
n° totale appoggi sulla pila	n	3	
Reazione appoggio i = (G ₁ *L/2)/n	R _i	800.0	kN
Reazione appoggio i = (G ₂ *L/2)/n	R _i	333.3	kN

Impalcato (dx)			
N° Corsie convenzionali		2	
Lunghezza	L	40	m
Peso Proprio	G1	120	kN/m
Permanenti portati	G2	50	kN/m
n° totale appoggi sulla pila	n	3	
Reazione appoggio i = (G ₁ *L/2)/n	R _i	800.0	kN
Reazione appoggio i = (G ₂ *L/2)/n	R _i	333.3	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.

RELAZIONE DI CALCOLO PILA

COMMESSA LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO
RS3U 40 D 09 CL NW 01 00 003 C 16 di 57

REAZIONI VINCOLARI [kN,m]

sx

Appoggio	A			B			C			biz
	FZ	FX	FY	FZ	FX	FY	FZ	FX	FY	
Descrizione carico	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[m]
Peso proprio G1	800			800			800			0.00
Permanenti G2	335			335			335			0.00
Comb. Nmax Q1	573			373			287			0.00
Comb. Nmax Q3 frenatura										3.00
Comb. Nmax Q4 centrifuga										3.00
Comb. Nmax Q folla	186			9			186			0.00
Comb. MTmax Q1	559			246			56			0.00
Comb. MTmax Q3 frenatura										3.00
Comb. MTmax Q4 centrifuga										3.00
Comb. MTmax Q folla	218			5			-32			0.00
Comb. MLmax Q1										0.00
Comb. MLmax Q3 frenatura										3.00
Comb. MLmax Q4 centrifuga										3.00
Comb. MLmax Q folla										0.00
Vento Ponte Scarico						208				3.80
Vento Ponte Carico						303				4.50
Attrito permanente		34	34		34	34		34	34	0.00
Attrito carichi mobili		17	17		11	11		9	9	0.00
Sisma longitudinale										2.80
Sisma trasversale						985				2.80
Sisma verticale	95			95			95			0.00
Sisma longitudinale		0			0			0		2.80
Sisma trasversale			0			1086			0	2.80
Sisma verticale	95			95			95			0.00
Sisma longitudinale		0			0			0		2.80
Sisma trasversale			0			1478			0	2.80
Sisma verticale	95			95			95			0.00

REAZIONI VINCOLARI [kN,m]

dx

Appoggio	A			B			C			biz
	FZ	FX	FY	FZ	FX	FY	FZ	FX	FY	
Descrizione carico	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[m]
Peso proprio G1	800			800			800			0.00
Permanenti G2	335			335			335			0.00
Comb. Nmax Q1	573			373			287			0.00
Comb. Nmax Q3 frenatura						468				3.00
Comb. Nmax Q4 centrifuga										3.00
Comb. Nmax Q folla	186			9			186			0.00
Comb. MTmax Q1	559			246			56			0.00
Comb. MTmax Q3 frenatura						468				3.00
Comb. MTmax Q4 centrifuga										3.00
Comb. MTmax Q folla	218			5			-32			0.00
Comb. MLmax Q1	729			609			386			0.00
Comb. MLmax Q3 frenatura						468				3.00
Comb. MLmax Q4 centrifuga										3.00
Comb. MLmax Q folla	185			9			185			0.00
Vento Ponte Scarico						208				3.80
Vento Ponte Carico						303				4.50
Attrito permanente		34	34		34	34		34	34	0.00
Attrito carichi mobili		22	22		18	18		12	12	0.00
Sisma longitudinale						1970				2.80
Sisma trasversale						985				2.80
Sisma verticale	95			95			95			0.00
Sisma longitudinale		0			2173			0		2.80
Sisma trasversale			0			1086			0	2.80
Sisma verticale	95			95			95			0.00
Sisma longitudinale		0			0	2955		0		2.80
Sisma trasversale			0			1478			0	2.80
Sisma verticale	95			95			95			0.00

4.6.3 Azione del Vento

Azione del Vento - generale - NTC e EC 1-1-4:2005				
Condizione (ponte carico o scarico)		scarico	carico	
Altitudine sul livello del mare	as	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	75	75	anni
	αR	1.02	1.02	
Velocità di riferimento	Vb(TR)	28.66	28.66	m/s
Densità dell'aria	ρ	1.25	1.25	kg/mc
Pressione cinetica di riferimento	qb=0.5*ρ*vb²	0.51	0.51	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	12	12	m
Coefficiente di topografia	ct	1	1	
Coefficiente di esposizione (z)	ce(z)	2.47	2.47	
Larghezza impalcato	b	10.2	10.2	m
Altezza impalcato	h1	3	3	m
Altezza veicolo o parapetto	h2	1.5	3	m
Altezza totale impalcato (comprese le barriere o veicolo)	dtot	4.5	6	m
Rapporto di forma	b/dtot	2.27	1.70	
Coefficiente di forza (figura 8.3 EC)	cfx	1.82	1.99	
Riepilogo				
Pressione cinetica di riferimento	qb	0.51	0.51	kN/mq
Coefficiente di esposizione	ce	2.47	2.47	
Coefficiente di forza	cfx	1.82	1.99	
Altezza di riferimento (EC punto 8.3.1 (4) e (5))	d	4.5	6	m
Forza statica equivalente a m/l	f=prodotto	10.4	15.1	kN/m
Pressione statica equivalente	p=f/d	2.31	2.52	kN/mq
Pressione statica equivalente (minima considerata)	pmin	1.5	1.5	kN/mq
Forza statica equivalente a m/l considerata	f	10.4	15.1	kN/m
Vento impalcato a ponte scarico				
		sx	dx	
Forza statica equivalente	f	10.4	10.4	kN/m
Luce impalcato	L	40	40	m
Forza trasversale al piano appoggi	FT=f*L/2	208	208	kN/m
Vento impalcato a ponte carico				
Forza statica equivalente	f	15.1	15.1	kN/m
Luce impalcato	L	40	40	m
Forza trasversale al piano appoggi	FT=f*L/2	303	303	kN/m

RELAZIONE DI CALCOLO PILA

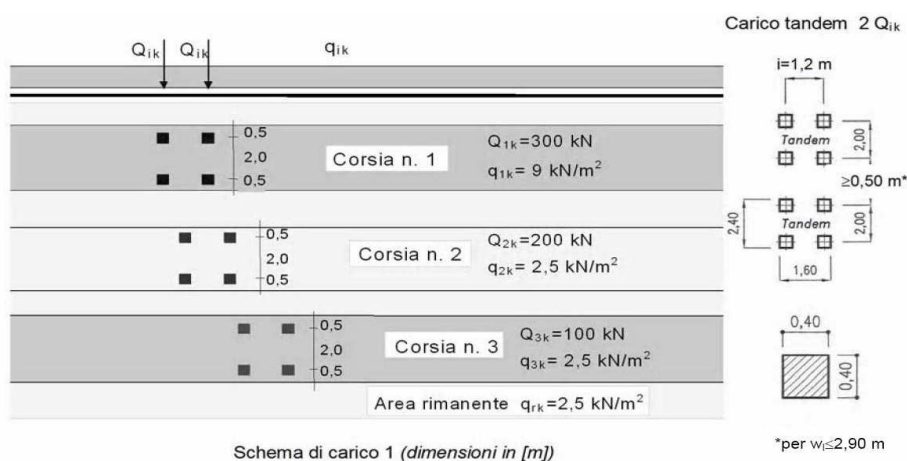
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3U	40	D 09 CL	NW 01 00 003	C	18 di 57

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	5.70	5.7	m	
Coefficiente di topografia	ct	1	1		
Coefficiente di esposizione (z)	ce(z)	2.01	2.01		
		dir.x	dir.x		
Altezza (dir.z)	h	2.00	3.70	m	
Larghezza in direz. Ortogonale al vento	b	8.60	3.00	m	
Larghezza in direz. Parallela al vento	d	3.5	3	m	
Rapporto di forma	d/b	0.41	1.00		
Coefficiente di forza (figura 7.23 EC)	cfx	2.22	2.15		
Raggio di arrotondamento (figura 7.24 EC)	r	1.5	1.5	m	
Rapporto di forma II	r/b	0.17	0.50		
Fattore di riduzione (figura 7.24 EC)	Ψ	0.56	0.50		
Pressione di riferimento	$q=\Psi*cfx*ce*qb$	1.29	1.11	kN/mq	
Area investita dal vento	$A=b*h$	17.2	11.1	mq	
Forza statica equivalente	$F=q*A$	22	12	kN	
		dir.y	dir.y		
Altezza (dir.z)	h	2.00	3.70	m	
Larghezza in direz. Ortogonale al vento	b	3.5	3	m	
Larghezza in direz. Parallela al vento	d	8.6	3	m	
Rapporto di forma	d/b	2.46	1.00		
Coefficiente di forza (figura 7.23 EC)	cfx	1.51	2.15		
Raggio di arrotondamento (figura 7.24 EC)	r	1.5	1.5	m	
Rapporto di forma II	r/b	0.43	0.50		
Fattore di riduzione (figura 7.24 EC)	Ψ	0.50	0.50		
Pressione di riferimento	$q=\Psi*cfx*ce*qb$	0.78	1.11	kN/mq	
Area investita dal vento	$A=b*h$	7	11.1	mq	
Forza statica equivalente	$F=q*A$	5	12	kN	
Riepilogo					
Vento x					
Pulvino	F	22	kN		
Pila	F	12	kN		
Distanza tra spiccato fusto e testa pulvino	bz	5.70	m		
Forza totale	F Tot	35	kN		
Vento y					
Pulvino	F	5	kN		
Pila	F	12	kN		
Distanza tra spiccato fusto e testa pulvino	bz	5.70	m		
Forza totale	F Tot	18	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 $q = 5\text{ kN/mq}$.

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

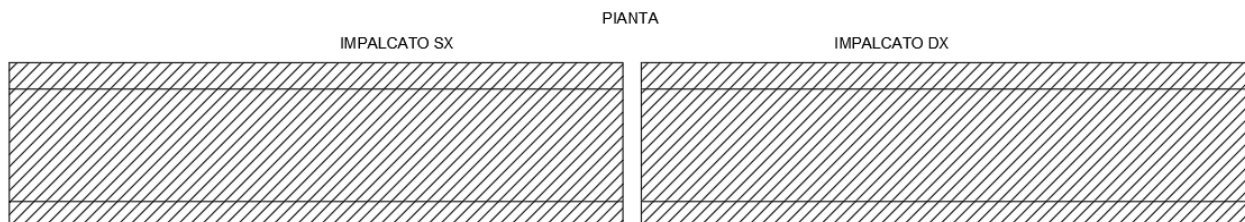
- N max, massimo sforzo normale per la pila: il carico è presente su entrambi gli impalcati, con il numero massimo di corsie convenzionali geometricamente consentite. Si riporta di seguito uno schema esemplificativo:

SEZIONE TRASVERSALE



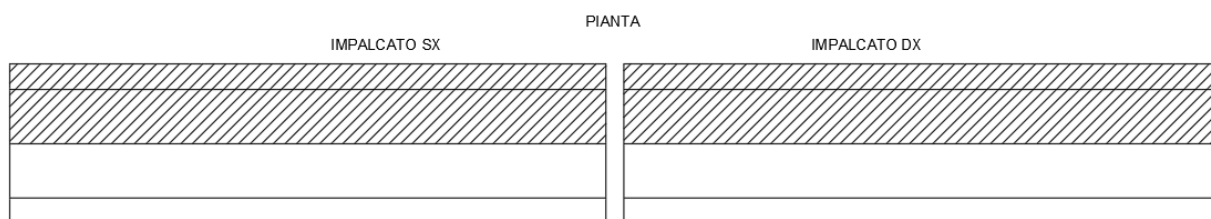
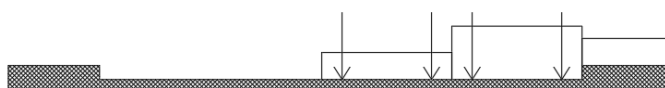
RELAZIONE DI CALCOLO PILA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3U	40	D 09 CL	NW 01 00 003	C	20 di 57



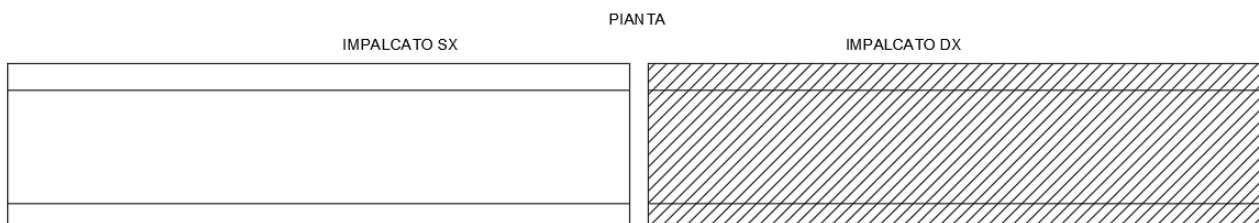
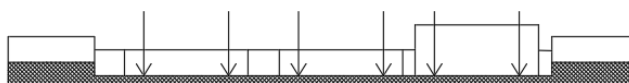
- M_t max, massimo momento lungo l'asse x (direzione di marcia): il carico è presente su entrambi gli impalcati, ma solo da un lato della carreggiata. Si riporta di seguito uno schema esemplificativo:

SEZIONE TRASVERSALE



- 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:

SEZIONE TRASVERSALE



4.6.5 Carichi da traffico orizzontali

Frenatura		
L	40	m
q3	468	kN
q3 (filtrata)	468	kN

Centrifuga		
Raggio planimetrico	10000	m
n° corsie	2	
Qv	1000	kN
q4	0	kN

4.6.6 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: 13.99389 LATITUDINE: 37.53523

Ricerca per comune REGIONE: Sicilia PROVINCIA: Catania COMUNE: Ramacca

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

Sito esterno al reticolo

Interpolazione su 3 nodi

Interpolazione corretta

Interpolazione: media ponderata



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

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

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

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - c_U info

Valori di progetto

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

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

Stati limite di esercizio - SLE

SLO - $P_{VR} = 81\%$	<input type="text" value="45"/>
SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input type="text" value="75"/>

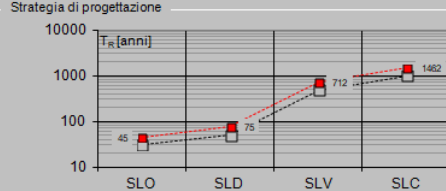
Stati limite ultimi - SLU

SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input type="text" value="712"/>
SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input type="text" value="1462"/>

Elaborazioni

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

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
- Strategia scelta

INTRO FASE 1 **FASE 2** FASE 3

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato **SLV** info

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo **C** info $S_E = 1.500$ $C_C = 1.382$ info

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

Compon. orizzontale

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

Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore q_0 Regol. in altezza **si** info

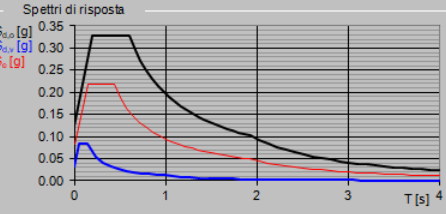
Compon. verticale

Spettro di progetto Fattore q $\eta = 1.000$ info

Elaborazioni

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

Spettri di risposta



— Spettro di progetto - componente orizzontale

— Spettro di progetto - componente verticale

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

INTRO FASE 1 FASE 2 **FASE 3**

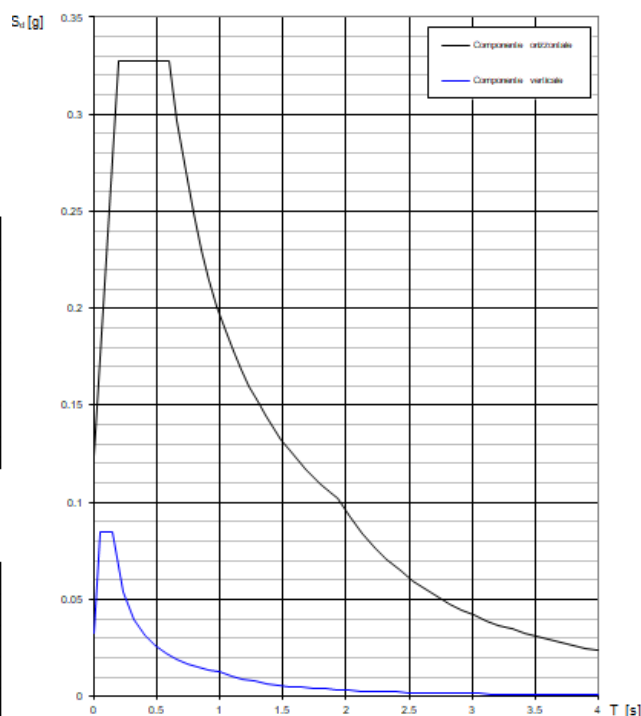
Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato lim SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_n	0.083 g
F_n	2.629
T_c^*	0.435 s
S_s	1.500
C_c	1.382
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.500
η	1.000
T_B	0.200 s
T_C	0.601 s
T_D	1.932 s



➤ Calcolo dell'azione Sismica

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

I Fattori di struttura utilizzati sono:

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

Il baricentro delle masse viene considerato coincidente con quello dell'impalcato; nel caso particolare risulta $L = 8.50$ m.

Condizione Sismica			
Massa sismica impalcato dir x	mix	7293	kN
Massa efficace pila dir x	mpx	1723	kN
Massa complessiva dir x	mix + mpx	9016	kN
1/5 Massa sismica impalcato dir x	mix/5	1459	kN
Verifica requisito dir x		no	
Massa sismica impalcato dir. y	mi _y	7293	kN
Massa efficace pila dir. Y	mp _y	1723	kN
Massa complessiva dir. Y	mi _y + mp _y	9016	kN
1/5 Massa sismica impalcato dir. Y	mi _y /5	1459	kN
Verifica requisito dir. Y		no	
Massa sismica impalcato dir. z	miz	7293	kN
Massa efficace pila dir. Z	mpz	1723	kN
Massa complessiva dir. Z	miz + mpz	9016	kN
1/5 Massa sismica impalcato dir. Z	miz/5	1459	kN
Verifica requisito dir. Z		no	

Inerzia Pila asse y	J _{yy}	3.98	m ⁴
Inerzia Pila asse x	J _{xx}	3.98	m ⁴
Area Pila	A _p	7.07	m ²
Rigidezza Pila asse y	K _y	640963553.1	N/m
Rigidezza Pila asse x	K _x	640963553.1	N/m
rigidezza Pila asse z	K _z	40923377988	N/m
Periodo x	T _x	0.24	s
Periodo y	T _y	0.24	s
Periodo z	T _z	0.03	s

Accelerazione orizzontale Se(Tx) direzione x	a _g x	0.33	
Accelerazione orizzontale Se(Ty) direzione y	a _g y	0.33	
Accelerazione Verticale Se(Tz) direzione z	a _g z	0.06	

q=1.5

Accelerazione orizzontale Sd(Tx) direzione x	a _g x	0.22	
Accelerazione orizzontale Sd(Ty) direzione y	a _g y	0.22	
Accelerazione Verticale Sd(Tz) direzione z	a _g z	0.06	

q=1.36

Accelerazione orizzontale Sd(Tx) direzione x	a _g x	0.24	
Accelerazione orizzontale Sd(Ty) direzione y	a _g y	0.24	
Accelerazione Verticale Sd(Tz) direzione z	a _g z	0.06	

q=1

Accelerazione orizzontale Sd(Tx) direzione x	a _g x	0.33	
Accelerazione orizzontale Sd(Ty) direzione y	a _g y	0.33	
Accelerazione Verticale Sd(Tz) direzione z	a _g z	0.06	

Condizione Sismica - Taglianti Totali

q=1.5

Tagliante direzione x	F x	1967	kN
Tagliante direzione y	F y	1967	kN
Tagliante direzione z	F z	561	kN

q=1.36

Tagliante direzione x	F x	2170	kN
Tagliante direzione y	F y	2170	kN
Tagliante direzione z	F z	561	kN

q=1

Tagliante direzione x	F x	2951	kN
Tagliante direzione y	F y	2951	kN
Tagliante direzione z	F z	561	kN

4.6.7 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%.

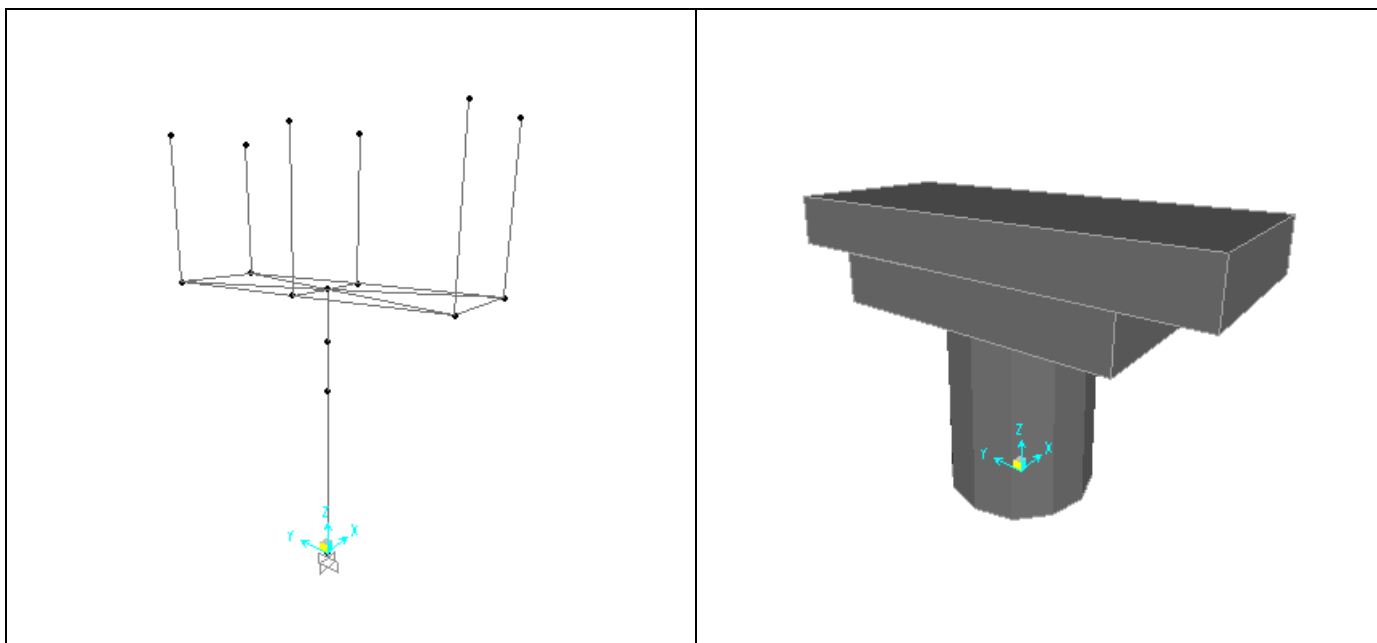


Figura 1: Modello FEM

Si riportano di seguito i risultati della analisi modale:

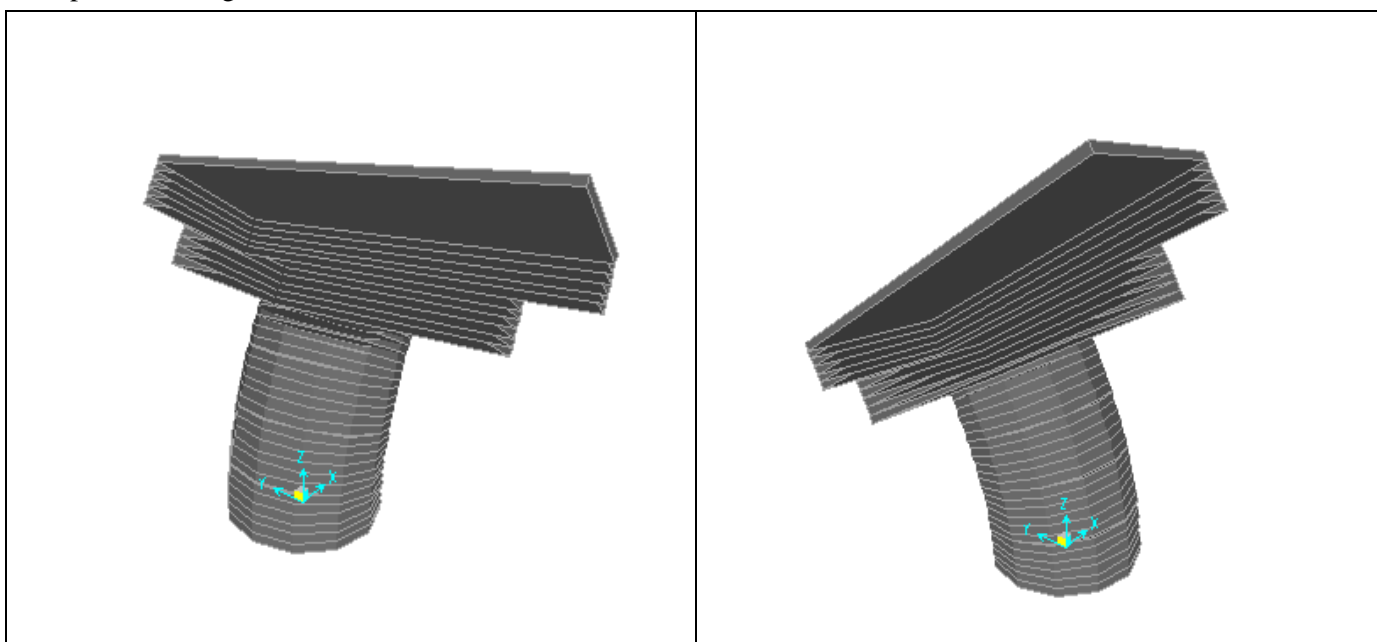


Figura 2: Modello FEM – Analisi Modale (50% rigidezza)

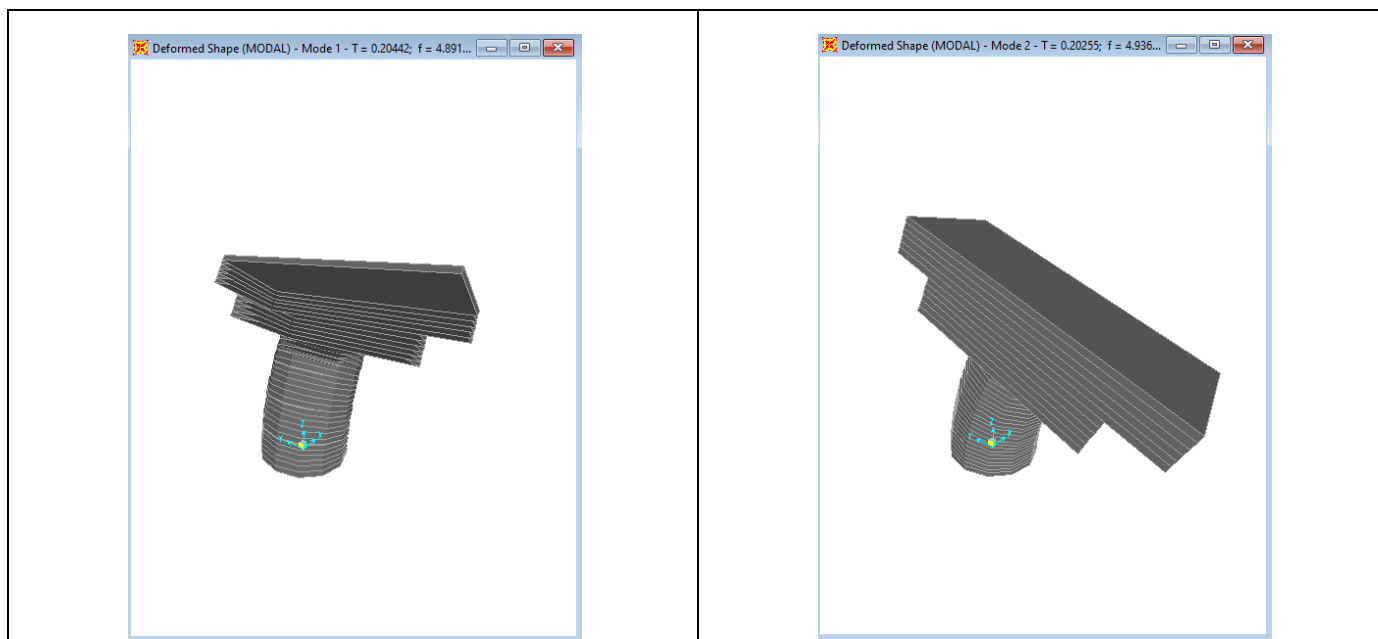


Figura 3: Modello FEM – Analisi Modale (100% rigidezza)

4.6.8 Calcolo delle sollecitazioni in testa pali

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

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

dove

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

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

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.

4.6.9 Riepilogo risultati

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

Per ciascuna combinazione vengono riassunti:

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

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	2159			0.00	0.00	0	0	0
Vento su pila dir. x		35		0.00	0.00	5.70	0	197
Vento su pila dir.y			17.7	0.00	0.00	5.70	101	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	2159			0.00	0.00	0	0	0
Plinto	5760			0.00	0.00	1.25	0.00	0
Rinterro	1663			0.00	0.00	0.00	0.00	0
Vento su pila dir. x		35		0.00	0.00	8.20	0	283
Vento su pila dir.y			17.73137784	0.00	0.00	8.20	145	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		717		0.00	0.00	1.25	0.00	896
Plinto sisma y			717	0.00	0.00	1.25	896	0
Plinto sisma z	359			0.00	0.00	1.25	0	0
Rinterro sisma z	104			0.00	0.00	0.00	0	0

4.7 Sollecitazioni

CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE INTERNA ALLA BASE DELLA PILA					
	Nz [kN]	Tx [kN]	Ty [kN]	Mx [kN*m]	My [kN*m]
A2 - SLU - N max gr.1	12846	368	854	9347	2261
A2 - SLU - MT max gr.1	11772	368	854	11707	2261
A2 - SLU - ML max gr.1	11772	395	840	8478	4615
A2 - SLU - N max gr.2	11699	906	854	8854	7185
A2 - SLU - MT max gr.2	11057	906	854	9977	7185
A2 - SLU - ML max gr.2	11059	933	840	8182	8826
A2 - SLU - N max gr.3	11699	368	854	8854	2261
A2 - SLU - MT max gr.3	11057	368	854	9977	2261
A2 - SLU - ML max gr.3	11059	395	840	8182	3901
A2 - SLU - Vento ponte scanco	9372	310	839	7146	1889
A2 - SLU - N max gr.1	12243	306	793	8970	1884
A2 - SLU - MT max gr.1	11169	306	793	11330	1884
A2 - SLU - ML max gr.1	11169	333	779	8101	4238
A2 - SLU - N max gr.2	11096	845	793	8477	6808
A2 - SLU - MT max gr.2	10454	845	793	9600	6808
A2 - SLU - ML max gr.2	10456	871	779	7805	8449
A2 - SLU - N max gr.3	11096	306	793	8477	1884
A2 - SLU - MT max gr.3	10454	306	793	9600	1884
A2 - SLU - ML max gr.3	10456	333	779	7805	3524
A2 - SLU - Vento ponte scanco	8969	249	768	6769	1512
A1 - SLU - N max gr.1	16253	426	988	10837	2621
A1 - SLU - MT max gr.1	14992	426	988	13607	2621
A1 - SLU - ML max gr.1	14993	457	972	9819	5381
A1 - SLU - N max gr.2	14906	1058	988	10258	8402
A1 - SLU - MT max gr.2	14153	1058	988	11576	8402
A1 - SLU - ML max gr.2	14155	1089	972	9472	10325
A1 - SLU - N max gr.3	14906	426	988	10258	2621
A1 - SLU - MT max gr.3	14153	426	988	11576	2621
A1 - SLU - ML max gr.3	14155	457	972	9472	4544
A1 - SLU - Vento ponte scanco	12409	478	1077	8982	2916
A1 - SLU - N max gr.1	12812	324	885	10209	1993
A1 - SLU - MT max gr.1	11551	324	885	12979	1993
A1 - SLU - ML max gr.1	11552	355	869	9191	4753
A1 - SLU - N max gr.2	11466	956	885	9630	7774
A1 - SLU - MT max gr.2	11466	956	885	9630	7774
A1 - SLU - ML max gr.2	10712	987	869	10857	7951
A1 - SLU - N max gr.3	10714	956	885	8934	9519
A1 - SLU - MT max gr.3	11466	324	885	9630	1993
A1 - SLU - ML max gr.3	10712	355	869	10857	2170
A1 - SLU - Vento ponte scanco	10714	376	896	8995	4034
SLE Rara - N max gr.1	8969	204	839	7526	1256
SLE Rara - MT max gr.1	11816	293	667	7451	1802
SLE Rara - ML max gr.1	10882	314	657	9442	1920
SLE Rara - N max gr.2	10882	293	667	6764	3716
SLE Rara - MT max gr.2	10818	761	667	7022	6084
SLE Rara - ML max gr.2	10260	782	657	7938	6202
SLE Rara - N max gr.3	10262	761	667	6507	7377
SLE Rara - MT max gr.3	10818	293	667	7022	1802
SLE Rara - ML max gr.3	10260	314	657	7938	1920
SLE Rara - Vento ponte scanco	10262	328	674	6547	3292
SLE Freq. - N max gr.1	11104	271	271	2953	1666
SLE Freq. - MT max gr.1	10404	271	271	4492	1666
SLE Freq. - ML max gr.1	10404	271	271	2437	3101
SLE Freq. - N max gr.2	10356	622	271	2631	4877
SLE Freq. - MT max gr.2	9937	622	271	3363	4877
SLE Freq. - ML max gr.2	9939	622	271	2244	5847
SLE Freq. - N max gr.3	10356	271	271	2631	1666
SLE Freq. - MT max gr.3	9937	271	271	3363	1666
SLE Freq. - ML max gr.3	9939	271	271	2244	2635
SLE Freq. - Vento ponte scanco	8969	211	291	2104	1296
SLE Q.P. - ML max gr.3	8969	293	293	1802	1802
SLV -dir. X_1	9323	2286	813	6861	20236
SLV -dir. X_2	9181	2286	813	6861	20236
SLV -dir. Y_1	9322	907	2192	19751	7511
SLV -dir. Y_2	9180	907	2192	19751	7511
SLV -dir. Z+	10108	907	813	6998	7511
SLV -dir. Z-	8968	907	813	6998	7511
SLV -dir. X_1	9323	2488	874	7405	22051
SLV -dir. X_2	9181	2488	874	7405	22051
SLV -dir. Y_1	9322	967	2395	21566	8056
SLV -dir. Y_2	9180	967	2395	21566	8056
SLV -dir. Z+	10108	967	874	7543	8056
SLV -dir. Z-	8968	967	874	7543	8056
SLV -dir. X_1	9323	3271	1109	9506	29052
SLV -dir. X_2	9181	3271	1109	9506	29052
SLV -dir. Y_1	9322	1202	3177	28566	10156
SLV -dir. Y_2	9180	1202	3177	28566	10156
SLV -dir. Z+	10108	1202	1109	9643	10156
SLV -dir. Z-	8968	1202	1109	9643	10156

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	2733	821	9258	6713	22365
EX_1	Combination	Min	-2733	-821	9258	-6713	-22365
EY_1	Combination	Max	820	2735	9258	22373	6710
EY_1	Combination	Min	-820	-2735	9258	-22373	-6710
EX_2	Combination	Max	2733	821	9176	6713	22365
EX_2	Combination	Min	-2733	-821	9176	-6713	-22365
EY_2	Combination	Max	820	2735	9176	22373	6710
EY_2	Combination	Min	-820	-2735	9176	-22373	-6710
EZ_1	Combination	Max	820	820	9354	6712	6710
EZ_1	Combination	Min	-820	-820	9354	-6712	-6710
EZ_2	Combination	Max	820	820	9080	6712	6710
EZ_2	Combination	Min	-820	-820	9080	-6712	-6710
			2733	2735		22373	22365

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	2737	822	9258	6720	22382
EX_1	Combination	Min	-2737	-822	9258	-6720	-22382
EY_1	Combination	Max	821	2740	9258	22400	6715
EY_1	Combination	Min	-821	-2740	9258	-22400	-6715
EX_2	Combination	Max	2737	822	9176	6720	22382
EX_2	Combination	Min	-2737	-822	9176	-6720	-22382
EY_2	Combination	Max	821	2740	9176	22400	6715
EY_2	Combination	Min	-821	-2740	9176	-22400	-6715
EZ_1	Combination	Max	821	822	9354	6720	6715
EZ_1	Combination	Min	-821	-822	9354	-6720	-6715
EZ_2	Combination	Max	821	822	9080	6720	6715
EZ_2	Combination	Min	-821	-822	9080	-6720	-6715
			2737	2740		22400	22382

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 CALTANISSETTA XIRBI – ENNA (LOTTO 4a)
Viadotto NW01

RELAZIONE DI CALCOLO PILA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3U	40	D 09 CL	NW 01 00 003	C	30 di 57

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 INTRADOSO FONDAZIONE					
	Nz [kN]	Tx [kN]	Ty [kN]	Mx [kN*m]	My [kN*m]
A2 - SLU - N max gr.1	20768	368	854	11482	3180
A2 - SLU - MT max gr.1	19694	368	854	13842	3180
A2 - SLU - ML max gr.1	19695	395	840	10579	5601
A2 - SLU - N max gr.2	19621	906	854	10989	9450
A2 - SLU - MT max gr.2	18979	906	854	12112	9450
A2 - SLU - ML max gr.2	18981	933	840	10283	11158
A2 - SLU - N max gr.3	19621	368	854	10989	3180
A2 - SLU - MT max gr.3	18979	368	854	12112	3180
A2 - SLU - ML max gr.3	18981	395	840	10283	4888
A2 - SLU - Vento ponte scarico	17494	310	829	9219	2665
A2 - SLU - N max gr.1	19666	306	793	10952	2650
A2 - SLU - MT max gr.1	18592	306	793	13312	2650
A2 - SLU - ML max gr.1	18593	333	779	10049	5071
A2 - SLU - N max gr.2	18519	845	793	10459	8920
A2 - SLU - MT max gr.2	17877	845	793	11582	8920
A2 - SLU - ML max gr.2	17879	871	779	9753	10627
A2 - SLU - N max gr.3	18519	306	793	10459	2650
A2 - SLU - MT max gr.3	17877	306	793	11582	2650
A2 - SLU - ML max gr.3	17879	333	779	9753	4357
A2 - SLU - Vento ponte scarico	16392	249	768	8689	2135
A1 - SLU - N max gr.1	26524	426	988	13306	3687
A1 - SLU - MT max gr.1	25263	426	988	16076	3687
A1 - SLU - ML max gr.1	25263	457	972	12248	6525
A1 - SLU - N max gr.2	25177	1058	988	12727	11047
A1 - SLU - MT max gr.2	24424	1058	988	14045	11047
A1 - SLU - ML max gr.2	24426	1089	972	11901	13047
A1 - SLU - N max gr.3	25177	426	988	12727	3687
A1 - SLU - MT max gr.3	24424	426	988	14045	3687
A1 - SLU - ML max gr.3	24426	457	972	11901	5687
A1 - SLU - Vento ponte scarico	22680	478	1077	11674	4111
A1 - SLU - N max gr.1	20235	324	885	12423	2803
A1 - SLU - MT max gr.1	18975	324	885	15193	2803
A1 - SLU - ML max gr.1	18975	355	869	11364	5641
A1 - SLU - N max gr.2	18889	956	885	11843	10164
A1 - SLU - MT max gr.2	18889	956	885	11843	10164
A1 - SLU - ML max gr.2	18136	987	869	13031	10418
A1 - SLU - N max gr.3	18138	956	885	11148	11909
A1 - SLU - MT max gr.3	18889	324	885	11843	2803
A1 - SLU - ML max gr.3	18136	355	869	13031	3058
A1 - SLU - Vento ponte scarico	18138	376	896	11235	4973
SLE Rara - N max gr.1	16392	204	839	9623	1767
SLE Rara - MT max gr.1	19239	293	667	9119	2535
SLE Rara - ML max gr.1	18305	314	657	11084	2704
SLE Rara - N max gr.2	18306	293	667	8432	4448
SLE Rara - MT max gr.2	18242	761	667	8690	7987
SLE Rara - ML max gr.2	17684	782	657	9579	8157
SLE Rara - N max gr.3	17685	761	667	8175	9280
SLE Rara - MT max gr.3	18242	293	667	8690	2535
SLE Rara - ML max gr.3	17684	314	657	9579	2704
SLE Rara - Vento ponte scarico	17685	328	674	8233	4111
SLE Freq. - N max gr.1	18527	271	271	3630	2343
SLE Freq. - MT max gr.1	17827	271	271	5169	2343
SLE Freq. - ML max gr.1	17827	271	271	3114	3778
SLE Freq. - N max gr.2	17779	622	271	3308	6432
SLE Freq. - MT max gr.2	17361	622	271	4040	6432
SLE Freq. - ML max gr.2	17362	622	271	2922	7402
SLE Freq. - N max gr.3	17779	271	271	3308	2343
SLE Freq. - MT max gr.3	17361	271	271	4040	2343
SLE Freq. - ML max gr.3	17362	271	271	2922	3312
SLE Freq. - Vento ponte scarico	16392	211	291	2832	1824
SLE Q.P. - ML max gr.3	16392	293	293	2535	2535
φ=1.5 SLV -dir X_1	17084	3003	1028	9162	26847
SLV -dir X_2	16465	3003	1028	9162	26847
SLV -dir Y_1	17084	1122	2909	26127	10047
SLV -dir Y_2	16465	1122	2909	26127	10047
SLV -dir Z+	17994	1122	1028	9300	10047
SLV -dir Z-	15929	1122	1028	9300	10047
φ=1.36 SLV -dir X_1	17084	3206	1089	9859	29169
SLV -dir X_2	16465	3206	1089	9859	29169
SLV -dir Y_1	17084	1183	3112	28449	10744
SLV -dir Y_2	16465	1183	3112	28449	10744
SLV -dir Z+	17994	1183	1089	9996	10744
SLV -dir Z-	15929	1183	1089	9996	10744
φ=1.0 SLV -dir X_1	17084	3988	1324	12546	38125
SLV -dir X_2	16465	3988	1324	12546	38125
SLV -dir Y_1	17084	1417	3894	37405	13430
SLV -dir Y_2	16465	1417	3894	37405	13430
SLV -dir Z+	17994	1417	1324	12683	13430
SLV -dir Z-	15929	1417	1324	12683	13430

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	26524	426	988	13306	3687	3734	2160	120
AI - SLU - MT max gr.1	25263	426	988	16076	3687	3722	1892	120
AI - SLU - ML max gr.1	25263	457	972	12248	6525	3676	1938	119
AI - SLU - N max gr.2	25177	1058	988	12727	11047	3898	1697	161
AI - SLU - MT max gr.2	24424	1058	988	14045	11047	3875	1552	161
AI - SLU - ML max gr.2	24426	1089	972	11901	13047	3869	1559	162
AI - SLU - N max gr.3	25177	426	988	12727	3687	3557	2038	120
AI - SLU - MT max gr.3	24424	426	988	14045	3687	3535	1893	120
AI - SLU - ML max gr.3	24426	457	972	11901	5687	3528	1900	119
AI - SLU - Vento ponte scarico	22680	478	1077	11674	4111	3251	1789	131
AI - SLU - N max gr.1	20235	324	885	12423	2803	2953	1543	105
AI - SLU - MT max gr.1	18975	324	885	15193	2803	2941	1275	105
AI - SLU - ML max gr.1	18975	355	869	11364	5641	2896	1321	104
AI - SLU - N max gr.2	18889	956	885	11843	10164	3118	1080	145
AI - SLU - MT max gr.2	18889	956	885	11843	10164	3118	1080	145
AI - SLU - ML max gr.2	18136	987	869	13031	10418	3101	929	146
AI - SLU - N max gr.3	18138	956	885	11148	11909	3083	948	145
AI - SLU - MT max gr.3	18889	324	885	11843	2803	2777	1421	105
AI - SLU - ML max gr.3	18136	355	869	13031	3058	2760	1270	104
AI - SLU - Vento ponte scarico	18138	376	896	11235	4973	2766	1265	108
						3898	929	162

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	17084	3206	1089	9859	29169	3705	91	376
SLV -dir.X 2	16465	3206	1089	9859	29169	3636	23	376
SLV -dir.Y 1	17084	1183	3112	28449	10744	3713	84	370
SLV -dir.Y 2	16465	1183	3112	28449	10744	3644	15	370
SLV -dir.Z+	17994	1183	1089	9996	10744	2959	1039	179
SLV -dir.Z-	15929	1183	1089	9996	10744	2730	810	179
						3713	15	376

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	17084	3988	1324	12546	38125	4244	-448	467
SLV -dir.X 2	16465	3988	1324	12546	38125	4175	-516	467
SLV -dir.Y 1	17084	1417	3894	37405	13430	4252	-455	460
SLV -dir.Y 2	16465	1417	3894	37405	13430	4183	-524	460
SLV -dir.Z+	17994	1417	1324	12683	13430	3208	790	215
SLV -dir.Z-	15929	1417	1324	12683	13430	2979	561	215
						4252	-524	467

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	16392	204	839	9623	1767	2349	1294	96
SLE Rara - MT max gr.1	19239	293	667	9119	2535	2677	1598	81
SLE Rara - ML max gr.1	18305	314	657	11084	2704	2672	1396	81
SLE Rara - N max gr.2	18306	293	667	8432	4448	2630	1438	81
SLE Rara - MT max gr.2	18242	761	667	8690	7987	2799	1255	112
SLE Rara - ML max gr.2	17684	782	657	9579	8157	2786	1144	113
SLE Rara - N max gr.3	17685	761	667	8175	9280	2773	1157	112
SLE Rara - MT max gr.3	18242	293	667	8690	2535	2546	1507	81
SLE Rara - ML max gr.3	17684	314	657	9579	2704	2534	1396	81
SLE Rara - Vento ponte scarico	17685	328	674	8233	4111	2536	1394	83
						2799	1144	113

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)

RELAZIONE DI CALCOLO PILA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3U	40	D 09 CL	NW 01 00 003	C	34 di 57

4.9.1 Pila

Taglio di progetto:

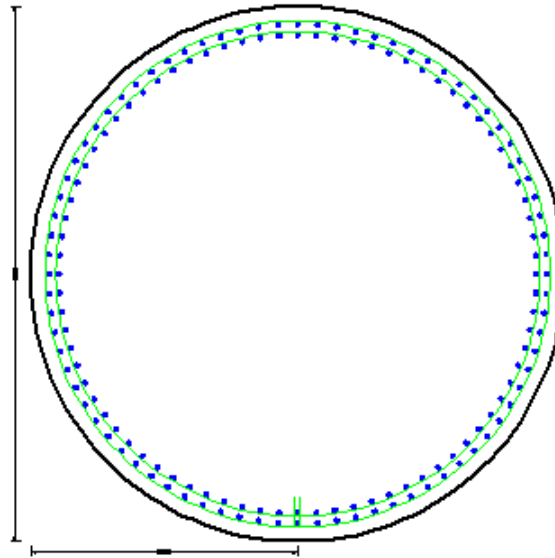
Direzione		Long.(Myy,Tx)	Trasv(Mxx,Ty)	
Altezza pila	H	9.0	9.0	m
Fattore di struttura		1.5	1.5	
Fattore di sovrarresistenza (eq. 7.9.7)	γ_{Rd}	1	1	
Fattore di sovrarresistenza filtrato (eq. 7.9.7)	γ_{Rd}	1	1	
Taglio agente (q=1)	V	3271	3177	kN
Momento agente (q=1)	M	29052	28566	kN*m
Taglio agente (con q)	VEd	2286	2192	kN
Momento agente (con q)	MEd	20236	19751	kN*m
Momento Resistente	MRd	44695	44360	kN*m
Rapporto di sovrarresistenza	MRd/MEd	2.21	2.25	
Tipo sezione (EC8-2; eq. 6.11)		NON CRITICA	NON CRITICA	
Angolo inclinazione bielle compresse	Teta	da calc.	da calc.	
Limite superiore Vgr	Vgr.max= V	3271	3177	kN
Taglio di progetto per la gerarchia della resistenza (eq. 7.9.12)	Vgr	5048	4923	kN
Taglio di progetto per la gerarchia della resistenza filtrato (eq. 7.9.12)	Vgr	3271	3177	kN
fattore di sicurezza aggiuntivo per la resistenza a taglio (eq. 7.9.10)	γ_{Bd}	1	1.22	
fattore di sicurezza aggiuntivo per la resistenza a taglio filtrato (eq. 7.9.10)	γ_{Bd}	1	1.22	
Riassumendo				
Taglio di calcolo	Vgr	3271	3177	kN
fattore di sicurezza aggiuntivo filtrato (eq. 7.9.10)	γ_{Bd}	1.20	1.22	
Angolo inclinazione bielle compresse	Teta	da calc.	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.

$$A_s = \phi 26/10 + \phi 26/10 \quad \text{spirale } \phi 16/10$$

RELAZIONE DI CALCOLO PILA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3U	40	D 09 CL	NW 01 00 003	C	35 di 57



CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resis. compr. di progetto f_{cd} :	18.800 MPa
	Resis. compr. ridotta f_{cd}' :	9.400 MPa
	Def.unit. max resistenza $ec2$:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu :	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale E_c :	33643.0 MPa
	Resis. media a trazione f_{ctm} :	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.Fessure limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200 mm	

ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. snervam. f_{yk} :	450.00 MPa
	Resist. caratt. rottura f_{tk} :	450.00 MPa
	Resist. snerv. di progetto f_{yd} :	391.30 MPa
	Resist. ultima di progetto f_{td} :	391.30 MPa
	Deform. ultima di progetto E_{pu} :	0.068
	Modulo Elastico E_f :	2000000 daN/cm ²
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	337.50 MPa	

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio: Circolare
Classe Conglomerato: C32/40

Raggio circ.: 150.0 cm
X centro circ.: 0.0 cm
Y centro circ.: 0.0 cm

RELAZIONE DI CALCOLO PILA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3U	40	D 09 CL	NW 01 00 003	C	36 di 57

DATI GENERAZIONI CIRCOLARI DI BARRE

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

N°Gen.	Xcentro	Ycentro	Raggio	N°Barre	Ø
1	0.0	0.0	140.0	80	26
2	0.0	0.0	134.0	80	26

ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe:	16 mm
Passo staffe:	10.0 cm
Staffe:	Una sola staffa chiusa perimetrale

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

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

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	16253.00	2621.00	10837.00	426.00	988.00
2	14992.00	2621.00	13607.00	426.00	988.00
3	14993.00	5381.00	9819.00	457.00	972.00
4	14906.00	8402.00	10258.00	1058.00	988.00
5	14153.00	8402.00	11576.00	1058.00	988.00
6	14155.00	10325.00	9472.00	1089.00	972.00
7	14906.00	2621.00	10258.00	426.00	988.00
8	14153.00	2621.00	11576.00	426.00	988.00
9	14155.00	4544.00	9472.00	457.00	972.00
10	12409.00	2916.00	8982.00	478.00	1077.00
11	12812.00	1993.00	10209.00	324.00	885.00
12	11551.00	1993.00	12979.00	324.00	885.00
13	11552.00	4753.00	9191.00	355.00	869.00
14	11466.00	7774.00	9630.00	956.00	885.00
15	11466.00	7774.00	9630.00	956.00	885.00
16	10712.00	7951.00	10857.00	987.00	869.00
17	10714.00	9519.00	8934.00	956.00	885.00
18	11466.00	1993.00	9630.00	324.00	885.00
19	10712.00	2170.00	10857.00	355.00	869.00
20	10714.00	4034.00	8995.00	376.00	896.00
21	9523.00	20236.00	6861.00	2286.00	813.00
22	9181.00	20236.00	6861.00	3271.00	813.00
23	9522.00	7511.00	19751.00	907.00	3177.00
24	9180.00	7511.00	19751.00	907.00	2192.00
25	10108.00	7511.00	6998.00	907.00	813.00
26	8968.00	7511.00	6998.00	907.00	813.00

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

RELAZIONE DI CALCOLO PILA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3U	40	D 09 CL	NW 01 00 003	C	37 di 57

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	8969.00	1256.00	7526.00
2	11816.00	1802.00	7451.00
3	10882.00	1920.00	9442.00
4	10882.00	3716.00	6764.00
5	10818.00	6084.00	7022.00
6	10260.00	6202.00	7938.00
7	10262.00	7377.00	6507.00
8	10818.00	1802.00	7022.00
9	10260.00	1920.00	7938.00
10	10262.00	3292.00	6547.00

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	11104.00	1666.00 (1955.21)	2953.00 (0.00)
2	10404.00	1666.00 (36289.57)	4492.00 (97846.79)
3	10404.00	3101.00 (1602.61)	2437.00 (33691.33)
4	10356.00	4877.00 (41342.87)	2631.00 (22303.28)
5	9937.00	4877.00 (28694.25)	3363.00 (19786.50)
6	9939.00	5847.00 (29006.68)	2244.00 (11132.38)
7	10356.00	1666.00 (2468.32)	2631.00 (33961.27)
8	9937.00	1666.00 (3285.99)	3363.00 (33384.83)
9	9939.00	2635.00 (1602.61)	2244.00 (33691.33)
10	8969.00	1296.00 (2280.45)	2104.00 (34595.72)

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	8969.00	1802.00 (1647.59)	1802.00 (33361.28)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 8.7 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 3.4 cm
Copriferro netto minimo staffe: 7.1 cm

RELAZIONE DI CALCOLO PILA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3U	40	D 09 CL	NW 01 00 003	C	38 di 57

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	16253.00	2621.00	10837.00	16252.86	12293.47	50825.32	4.69849.5(212.1)	
2	S	14992.00	2621.00	13607.00	14991.87	9730.26	50513.10	3.71849.5(212.1)	
3	S	14993.00	5381.00	9819.00	14992.89	24723.78	45111.73	4.59849.5(212.1)	
4	S	14906.00	8402.00	10258.00	14906.19	32557.77	39753.03	3.88849.5(212.1)	
5	S	14153.00	8402.00	11576.00	14152.81	29877.77	41163.70	3.56849.5(212.1)	
6	S	14155.00	10325.00	9472.00	14155.04	37482.24	34383.05	3.63849.5(212.1)	
7	S	14906.00	2621.00	10258.00	14905.93	12723.11	49785.16	4.85849.5(212.1)	
8	S	14153.00	2621.00	11576.00	14153.07	11245.10	49606.65	4.29849.5(212.1)	
9	S	14155.00	4544.00	9472.00	14155.07	22009.59	45856.26	4.84849.5(212.1)	
10	S	12409.00	2916.00	8982.00	12409.17	15321.44	47193.88	5.25849.5(212.1)	
11	S	12812.00	1993.00	10209.00	12812.04	9564.93	48994.59	4.80849.5(212.1)	
12	S	11551.00	1993.00	12979.00	11550.77	7432.38	48429.49	3.73849.5(212.1)	
13	S	11552.00	4753.00	9191.00	11552.13	22511.80	43519.77	4.74849.5(212.1)	
14	S	11466.00	7774.00	9630.00	11465.98	30730.14	38073.28	3.95849.5(212.1)	
15	S	11466.00	7774.00	9630.00	11465.98	30730.14	38073.28	3.95849.5(212.1)	
16	S	10712.00	7951.00	10857.00	10711.79	28579.15	39029.80	3.59849.5(212.1)	
17	S	10714.00	9519.00	8934.00	10714.09	35264.09	33098.91	3.70849.5(212.1)	
18	S	11466.00	1993.00	9630.00	11466.03	9912.99	47912.10	4.98849.5(212.1)	
19	S	10712.00	2170.00	10857.00	10711.96	9478.85	47423.89	4.37849.5(212.1)	
20	S	10714.00	4034.00	8995.00	10713.74	19789.15	44130.67	4.91849.5(212.1)	
21	S	9523.00	20236.00	6861.00	9523.27	44948.07	15237.02	2.22849.5(212.1)	
22	S	9181.00	20236.00	6861.00	9181.05	44695.01	15155.62	2.21849.5(212.1)	
23	S	9522.00	7511.00	19751.00	9521.96	16877.50	44360.22	2.25849.5(212.1)	
24	S	9180.00	7511.00	19751.00	9180.11	16778.51	44115.98	2.23849.5(212.1)	
25	S	10108.00	7511.00	6998.00	10108.13	35049.52	32659.09	4.67849.5(212.1)	
26	S	8968.00	7511.00	6998.00	8968.06	34415.11	32062.77	4.58849.5(212.1)	

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

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

N°Comb	ec max	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	145.8	106.1	0.00312	136.1	32.7	-0.00755	-136.1	-32.7
2	0.00350	147.3	52.2	0.00311	138.3	21.9	-0.00782	-138.3	-21.9
3	0.00350	131.5	117.9	0.00311	124.7	63.6	-0.00782	-124.7	-63.6
4	0.00350	116.0	132.0	0.00311	106.5	90.9	-0.00784	-106.5	-90.9
5	0.00350	121.4	123.5	0.00310	113.3	82.3	-0.00801	-113.3	-82.3

RELAZIONE DI CALCOLO PILA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3U	40	D 09 CL	NW 01 00 003	C	39 di 57

6	0.00350	101.4	140.0	0.00310	90.9	106.5	-0.00801	-90.9	-106.5
7	0.00350	145.3	80.2	0.00311	136.1	32.7	-0.00784	-136.1	-32.7
8	0.00350	146.3	66.6	0.00310	136.1	32.7	-0.00801	-136.1	-32.7
9	0.00350	135.2	114.2	0.00310	124.7	63.6	-0.00801	-124.7	-63.6
10	0.00350	142.7	78.7	0.00309	133.1	43.3	-0.00843	-133.1	-43.3
11	0.00350	147.2	28.7	0.00309	138.3	21.9	-0.00832	-138.3	-21.9
12	0.00350	148.3	22.8	0.00308	138.3	21.9	-0.00865	-138.3	-21.9
13	0.00350	133.2	68.9	0.00308	124.7	63.6	-0.00865	-124.7	-63.6
14	0.00350	116.7	94.2	0.00308	106.5	90.9	-0.00867	-106.5	-90.9
15	0.00350	116.7	94.2	0.00308	106.5	90.9	-0.00867	-106.5	-90.9
16	0.00350	121.0	88.6	0.00307	113.3	82.3	-0.00887	-113.3	-82.3
17	0.00350	102.7	109.4	0.00307	99.0	99.0	-0.00887	-99.0	-99.0
18	0.00350	146.9	30.4	0.00308	136.1	32.7	-0.00867	-136.1	-32.7
19	0.00350	147.1	29.4	0.00307	136.1	32.7	-0.00887	-136.1	-32.7
20	0.00350	136.9	61.4	0.00307	129.3	53.6	-0.00887	-129.3	-53.6
21	0.00350	48.2	142.1	0.00306	43.3	133.1	-0.00920	-43.3	-133.1
22	0.00350	48.2	142.1	0.00306	43.3	133.1	-0.00930	-43.3	-133.1
23	0.00350	140.2	53.3	0.00306	129.3	53.6	-0.00919	-129.3	-53.6
24	0.00350	140.2	53.3	0.00306	129.3	53.6	-0.00929	-129.3	-53.6
25	0.00350	102.3	109.7	0.00306	99.0	99.0	-0.00903	-99.0	-99.0
26	0.00350	102.3	109.7	0.00305	99.0	99.0	-0.00935	-99.0	-99.0

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	0.000037034	0.000008957	-0.002215252	----	----
2	0.000038345	0.000007386	-0.002357485	----	----
3	0.000034243	0.000018766	-0.002357212	----	----
4	0.000030255	0.000024781	-0.002366318	----	----
5	0.000032124	0.000023316	-0.002454131	----	----
6	0.000026840	0.000029258	-0.002455605	----	----
7	0.000037887	0.000009681	-0.002365696	----	----
8	0.000038714	0.000008766	-0.002454109	----	----
9	0.000035794	0.000017171	-0.002454941	----	----
10	0.000039136	0.000012706	-0.002672065	----	----
11	0.000040033	0.000007815	-0.002618243	----	----
12	0.000041406	0.000006358	-0.002783626	----	----
13	0.000037208	0.000019242	-0.002783375	----	----
14	0.000032656	0.000026362	-0.002795291	----	----
15	0.000032656	0.000026362	-0.002795291	----	----
16	0.000034411	0.000025201	-0.002897821	----	----
17	0.000029192	0.000031104	-0.002898521	----	----
18	0.000041098	0.000008506	-0.002795353	----	----
19	0.000041832	0.000008361	-0.002898870	----	----
20	0.000038922	0.000017455	-0.002898520	----	----
21	0.000014062	0.000041475	-0.003069175	----	----
22	0.000014171	0.000041796	-0.003119941	----	----
23	0.000040925	0.000015563	-0.003067624	----	----
24	0.000041239	0.000015683	-0.003118066	----	----
25	0.000029464	0.000031624	-0.002983488	----	----
26	0.000030218	0.000032433	-0.003149310	----	----

VERIFICHE A TAGLIO

Diam. Staffe: 16 mm

RELAZIONE DI CALCOLO PILA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3U	40	D 09 CL	NW 01 00 003	C	40 di 57

Passo staffe: 10.0 cm [Passo massimo di normativa = 25.0 cm]

Ver	S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
Ved	Taglio di progetto [kN] = proiezz. di Vx e Vy sulla normale all'asse neutro
Vcd	Taglio compressione resistente [kN] lato conglomerato [formula (4.1.28)NTC]
Vwd	Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(4.1.18) NTC]
d z	Altezza utile media pesata sezione ortogonale all'asse neutro Braccio coppia interna [cm] Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso. I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce.
bw	Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.
Ctg	Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast	Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm ² /m]
A.Eff	Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm ² /m] Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature. 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	1060.46	21350.43	16948.34249.2	220.1	266.6	2.500	1.122	4.9	78.7(0.0)
2	S	1050.74	21179.34	17056.02249.7	221.4	265.2	2.500	1.113	4.9	78.7(0.0)
3	S	1072.02	21179.32	17054.21249.7	221.4	265.2	2.500	1.113	4.9	78.7(0.0)
4	S	1434.74	21172.35	17054.25249.7	221.5	265.2	2.500	1.112	6.6	78.7(0.0)
5	S	1421.05	21116.37	17089.94249.7	222.0	265.2	2.500	1.107	6.5	78.7(0.0)
6	S	1459.56	21117.51	17101.35249.7	222.0	265.2	2.500	1.107	6.7	78.8(0.0)
7	S	1062.71	21171.98	17052.15249.7	221.5	265.2	2.500	1.112	4.9	78.7(0.0)
8	S	1057.68	21116.35	17091.36249.7	222.0	265.2	2.500	1.107	4.9	78.7(0.0)
9	S	1074.04	21117.12	17095.19249.7	222.0	265.2	2.500	1.107	4.9	78.7(0.0)
10	S	1171.97	20820.70	17247.76250.7	224.0	262.2	2.500	1.093	5.3	78.7(0.0)
11	S	930.68	20934.04	17203.78250.2	223.3	263.8	2.500	1.096	4.3	78.8(0.0)
12	S	923.92	20668.67	17325.90251.2	225.0	260.7	2.500	1.087	4.2	78.7(0.0)
13	S	934.96	20668.68	17325.92251.2	225.0	260.7	2.500	1.087	4.2	78.7(0.0)
14	S	1289.12	20662.35	17336.99251.2	225.1	260.7	2.500	1.086	5.9	78.7(0.0)
15	S	1289.12	20662.35	17336.99251.2	225.1	260.7	2.500	1.086	5.9	78.7(0.0)
16	S	1284.26	20604.61	17370.48251.2	225.6	260.7	2.500	1.081	5.8	78.7(0.0)
17	S	1302.72	20605.23	17379.35251.2	225.6	260.7	2.500	1.081	5.9	78.7(0.0)
18	S	932.30	20662.38	17338.99251.2	225.1	260.7	2.500	1.086	4.2	78.7(0.0)
19	S	921.72	20605.11	17383.53251.2	225.6	260.7	2.500	1.081	4.2	78.8(0.0)
20	S	971.41	20605.23	17377.87251.2	225.6	260.7	2.500	1.081	4.4	78.7(0.0)
21	S	2426.00	20425.16	17468.89251.7	226.9	259.2	2.500	1.072	10.9	78.7(0.0)
22	S	3358.84	20308.07	17520.38252.2	227.5	257.5	2.500	1.069	15.1	78.7(0.0)
23	S	3291.92	20424.32	17474.41251.7	226.9	259.2	2.500	1.072	14.8	78.7(0.0)
24	S	2371.25	20307.10	17525.81252.2	227.5	257.5	2.500	1.069	10.7	78.7(0.0)
25	S	1217.81	20469.86	17446.71251.7	226.5	259.1	2.500	1.076	5.5	78.8(0.0)
26	S	1217.81	20290.42	17540.43252.2	227.7	257.6	2.500	1.067	5.5	78.8(0.0)

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

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [Mpa]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [Mpa]
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff.	Area di calcestruzzo [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	3.59	148.0	760.0	-24.5	-138.3	-21.9	4333	148.7
2	S	3.75	145.8	760.0	-13.1	-136.1	-32.7	2241	95.6

RELAZIONE DI CALCOLO PILA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3U	40	D 09 CL	NW 01 00 003	C	41 di 57

3	S	4.52	147.0	760.0	-33.4	-136.1	-32.7	4621	159.3
4	S	3.71	131.5	760.0	-16.7	-124.7	-63.6	2892	116.8
5	S	4.37	113.4	760.0	-30.4	-106.5	-90.9	4401	148.7
6	S	4.72	118.2	760.0	-41.6	-113.3	-82.3	5166	169.9
7	S	4.61	99.2	760.0	-39.1	-90.9	-106.5	5080	169.9
8	S	3.52	145.3	760.0	-13.6	-136.1	-32.7	2464	100.9
9	S	3.86	145.8	760.0	-23.0	-136.1	-32.7	3825	148.7
10	S	3.52	134.0	760.0	-16.2	-124.7	-63.6	2969	122.1

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

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

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00014	0	0.500	26.0	87	0.00007 (0.00007)	425	0.031 (0.20)	3422.49	20507.69
2	S	-0.00008	0	0.500	26.0	87	0.00004 (0.00004)	399	0.016 (0.20)	6924.25	28630.74
3	S	-0.00018	0	0.500	26.0	87	0.00010 (0.00010)	424	0.042 (0.20)	3995.06	19646.52
4	S	-0.00010	0	0.500	26.0	87	0.00005 (0.00005)	405	0.020 (0.20)	12337.42	22457.03
5	S	-0.00017	0	0.500	26.0	87	0.00009 (0.00009)	427	0.039 (0.20)	13493.90	15574.32
6	S	-0.00023	0	0.500	26.0	87	0.00012 (0.00012)	430	0.054 (0.20)	11366.29	14547.83
7	S	-0.00021	0	0.500	26.0	87	0.00012 (0.00012)	428	0.050 (0.20)	14093.96	12431.80
8	S	-0.00008	0	0.500	26.0	87	0.00004 (0.00004)	404	0.016 (0.20)	6933.67	27018.99
9	S	-0.00013	0	0.500	26.0	87	0.00007 (0.00007)	410	0.028 (0.20)	5227.55	21612.67
10	S	-0.00009	0	0.500	26.0	87	0.00005 (0.00005)	403	0.020 (0.20)	11401.43	22674.71

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	2.31	130.6	760.0	6.2	-119.4	-73.1	---	---
2	S	2.64	140.6	760.0	-0.8	-129.3	-53.6	679	21.2
3	S	2.39	92.7	760.0	2.7	-82.3	-113.3	---	---
4	S	2.87	71.2	760.0	-4.5	-63.6	-124.7	844	26.5
5	S	2.96	85.2	760.0	-7.7	-82.3	-113.3	1568	63.7
6	S	3.09	53.7	760.0	-9.8	-53.6	-129.3	2015	84.9
7	S	2.14	126.7	760.0	6.0	-119.4	-73.1	---	---
8	S	2.28	134.4	760.0	2.6	-124.7	-63.6	---	---
9	S	2.20	97.3	760.0	3.8	-90.9	-106.5	---	---
10	S	1.79	127.7	760.0	6.1	-119.4	-73.1	---	---

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	-0.00042	0	---	---	---	---	---	0.000 (0.20)	1955.21	0.00
2	S	-0.00001	0	0.500	26.0	87	0.00000 (0.00000)	437	0.001 (0.20)	36289.57	97846.79

RELAZIONE DI CALCOLO PILA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3U	40	D 09 CL	NW 01 00 003	C	42 di 57

3	S	-0.00049	0	---	---	---	---	---	0.000 (0.20)	1602.61	33691.33
4	S	-0.00003	0	0.500	26.0	87	0.00001 (0.00001)	436	0.006 (0.20)	41342.87	22303.28
5	S	-0.00005	0	0.500	26.0	87	0.00002 (0.00002)	405	0.009 (0.20)	28694.25	19786.50
6	S	-0.00006	0	0.500	26.0	87	0.00003 (0.00003)	401	0.012 (0.20)	29006.68	11132.38
7	S	-0.00048	0	---	---	---	---	---	0.000 (0.20)	2468.32	33961.27
8	S	-0.00049	0	---	---	---	---	---	0.000 (0.20)	3285.99	33384.83
9	S	-0.00049	0	---	---	---	---	---	0.000 (0.20)	1602.61	33691.33
10	S	-0.00039	0	---	---	---	---	---	0.000 (0.20)	2280.45	34595.72

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	1.81	106.1	760.0	5.8	-99.0	-99.0	---	---

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	-0.00053	0	---	---	---	---	---	0.000 (0.20)	1647.59	33361.28

	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA CALTANISSETTA XIRBI – ENNA (LOTTO 4a) Viadotto NW01					
	RELAZIONE DI CALCOLO PILA	COMMESSA RS3U	LOTTO 40	CODIFICA D 09 CL	DOCUMENTO NW 01 00 003	REV. C

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 :

$$N_{\max} = 3898 \text{ kN (CC. SLU)}$$

$$N_{\max} = 3713 \text{ kN (CC. SLV } q=1.36)$$

$$T_{\max} = 376 \text{ kN (CC. SLV } q=1.36)$$

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.

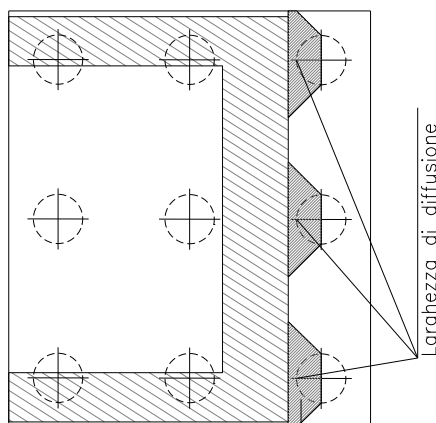
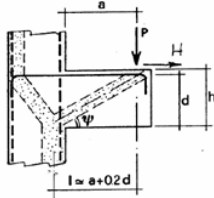


Figura 1 – Diffusione delle azioni dal palo alla pila

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

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

Pr : Portanza mensola in termini di resistenza della Biella compressa

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

CONDIZIONI DI VERIFICA

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

Dati di progetto

b(m)=	3.60	m	dimensione trasversale verifica
P_{Ed} (KN) =	3898.00	KN	Carico complessivo VERTICALE sulla fascia di dimensione b
H_{Ed} (KN) =	162.00	KN	Carico complessivo ORIZZONTALE sulla fascia di dimensione b
a(m) =	3.60	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) =	4.08	m	a+0,2d
λ =	1.90		$\lambda = \text{ctg} \psi \geq 1 (0,9d)$

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) =	22.0	p1(cm) =	10.0	$\theta 1^\circ$ =	0.0
$A_{\phi i}$ (mm ²) =	380.13	nb tot 1 =	36.0	$A_{\phi TOT}$ (mm ²) =	13684.77	$A_{\phi CAL}$ (mm ²) =	13684.77
Registro tipo	R2						
n° R2 =	1	$\phi 2$ (mm) =	22.0	p2(cm) =	10.0	$\theta 2^\circ$ =	0.0
$A_{\phi i}$ (mm ²) =	380.13	nb tot 2 =	36.0	$A_{\phi TOT}$ (mm ²) =	13684.77	$A_{\phi CAL}$ (mm ²) =	13684.77
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

Ψ = rad = °

P_{Rs} = KN

P_{Rc} = KN

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

$$M = T * \alpha$$

$$\alpha = 2.9 \text{ (vedi relazione geotecnica)}$$

	N	M	V
SLU	3898	470	162
SLU	929	470	162
SLV $q=1$	4252	1354	467
SLV $q=1$	-524	1354	467

Caratteristiche della sezione:

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

$$A_s = 16 + 16 \phi 26 \quad \text{staffe } \phi 12/20$$

La lunghezza del palo è pari a $L = 28.00 \text{ m}$

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
RS3U	40	D 09 CL	NW 01 00 003	C	46 di 57

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	51.0	16	26
2	0.0	0.0	46.0	16	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	3898.00	470.00	162.00
2	929.00	470.00	162.00
3	4252.00	1354.00	467.00
4	-524.00	1354.00	467.00

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	2799.00	329.00	0.00
2	1144.00	329.00	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	2426.00	219.00 (1955.21)	0.00 (0.00)

RELAZIONE DI CALCOLO PILA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3U	40	D 09 CL	NW 01 00 003	C	47 di 57

2 1444.00 219.00 (36289.57) 0.00 (97846.79)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 7.7 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 2.4 cm
Copriferro netto minimo staffe: 6.5 cm

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

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls. (positivo se di compressione)
Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
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	3898.00	470.00	3897.80	3588.63	7.64	169.9(33.9)
2	S	929.00	470.00	928.77	3019.19	6.42	169.9(33.9)
3	S	4252.00	1354.00	4252.29	3626.01	2.68	169.9(33.9)
4	S	-524.00	1354.00	-524.02	2592.35	1.91	169.9(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	0.00288	0.0	51.0	-0.00420	0.0	-51.0
2	0.00350	0.0	60.0	0.00265	0.0	51.0	-0.00697	0.0	-51.0
3	0.00350	0.0	60.0	0.00289	0.0	51.0	-0.00398	0.0	-51.0
4	0.00350	0.0	60.0	0.00246	0.0	51.0	-0.00927	0.0	-51.0

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

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

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000069385	-0.000663071	----	----
2	0.000000000	0.000094288	-0.002157303	----	----
3	0.000000000	0.000067400	-0.000544024	----	----
4	0.000000000	0.000115061	-0.003403660	----	----

VERIFICHE A TAGLIO

RELAZIONE DI CALCOLO PILA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3U	40	D 09 CL	NW 01 00 003	C	48 di 57

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	162.00	2554.25	1617.32	93.1 76.9	109.5	2.500	1.243	2.2	21.5(0.0)
2	S	162.00	2274.80	1750.24	94.8 83.2	105.9	2.500	1.058	2.0	21.5(0.0)
3	S	467.00	2546.41	1605.81	93.1 76.3	109.3	2.500	1.250	6.3	21.5(0.0)
4	S	467.00	2154.40	1830.58	96.3 87.0	101.4	2.500	1.000	5.5	21.5(0.0)

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

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	3.52	0.0	760.0	11.2	0.0	-51.0	----	----
2	S	2.46	0.0	760.0	-10.6	0.0	-51.0	363	5.3

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

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

Ver. Esito della verifica
e1 Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
e2 Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1 = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
kt = 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k2 = 0.5 per flessione; $=(e1 + e2)/(2 * e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
k3 = 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
k4 = 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
Cf Coprifero [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
e sm - e cm Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]
Tra parentesi: valore minimo = $0.6 S_{max} / E_s$ [(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
RS3U	40	D 09 CL	NW 01 00 003	C	49 di 57

1	S	-0.00014	0	---	---	---	---	---	0.000 (0.20)	3422.49	20507.69
2	S	-0.00007	0	0.500	26.0	77	0.00003 (0.00003)	564	0.018 (0.20)	1253.78	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	2.75	0.0	760.0	13.6	0.0	-51.0	---	---
2	S	2.04	0.0	760.0	2.9	0.0	-51.0	---	---

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	-0.00042	0	---	---	---	---	---	0.000 (0.20)	1955.21	0.00
2	S	-0.00001	0	---	---	---	---	---	0.000 (0.20)	36289.57	97846.79

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:

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

dove:

E1 = spostamento dovuto alla variazione termica uniforme;

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

In ogni caso, dovrà risultare:

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

dove:

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

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

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

RELAZIONE DI CALCOLO PILA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3U	40	D 09 CL	NW 01 00 003	C	51 di 57

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

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		0.083	g
F_0		2.629	
S_s		1.5	
S_t		1	
T_c		0.601	s
T_D		1.932	s
Accel. massima al suolo	$S \cdot a_{gmax}$	0.12	g
Accel. massima spettro (plateau)	$F_0 \cdot S \cdot a_{gmax}$	0.33	g
Inerzia Pila asse y	J_{yy}	3.98	m ⁴

RELAZIONE DI CALCOLO PILA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3U	40	D 09 CL	NW 01 00 003	C	52 di 57

Altezza pila	h1	5.7	m	
Altezza baricentro impalcato	h2	2.8	m	
Altezza totale	$h=h1+h2$	8.5		
Rigidezza Pila asse y	K	320797883	N/m	
Forza agente in fase sismica in dir.x <u>per q=1</u>	F	2951	kN	
Fattore di struttura	q	1		
Spostamento testa pila	$d_{Ee} = F/K$	0.009	m	
μ_d (par.7.3.3.3 NTC)		1		
Spostamento testa pila (par.7.3.3.3 NTC)	$d_E = d_{Ee} * \mu_d$	0.009	m	
k1		0.45		
k2		0.55		
d_g (par.3.2.3.2.1 NTC)		0.04	m	
d_{ij} max (par.3.2.4.2)		0.06		
Lunghezza impalcato		40	m	
Dilatazione termica impalcato	D_t	0.0128	m	
E1	$2 * D_t$	0.026	m	
E2	$4 * d_E * k2$	0.020	m	
E3	$2 * d_{ij}$ max	0.125	m	
EL	$k1 * (E1+E2+E3)$	0.068	m	Spalla - Spalla
EL	$k1 * (E1+E2+E3)$	0.077	m	Spalla - Pila
EL	$k1 * (E1+E2+E3)$	0.086	m	Pila - Pila
EL min 1		0.165	m	
EL min 2		0.100	m	
EL min	$\max(EL_{min1}; EL_{min2})$	0.165	m	
EL progetto	$\max(EL; EL_{min}; E_i)$	0.165	m	Spalla - Spalla
EL progetto	$\max(EL; EL_{min}; E_i)$	0.165	m	Spalla - Pila
EL progetto	$\max(EL; EL_{min}; E_i)$	0.165	m	Pila - Pila
Corsa apparecchi di appoggio mobili	par 2.5.2.1.5.2	0.103	+/- m	Spalla - Spalla
Corsa apparecchi di appoggio mobili	par 2.5.2.1.5.5	0.103	+/- m	Spalla - Pila

RELAZIONE DI CALCOLO PILA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3U	40	D 09 CL	NW 01 00 003	C	53 di 57

Corsa apparecchi di appoggio mobili	par 2.5.2.1.5.5	0.103	+/- m	Pila - Pila
Escursione dei giunti	par 2.5.2.1.5.3	0.093	+/- m	Spalla - Spalla
Escursione dei giunti	par 2.5.2.1.5.3	0.093	+/- m	Spalla - Pila
Escursione dei giunti	par 2.5.2.1.5.3	0.093	+/- m	Pila - Pila
Ampiezza dei varchi 'V'	par 2.5.2.1.5.4	0.103	m	Pila - Pila
Ritegni sismici	par 2.5.2.1.5.5	0.093	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:

$$\text{Imp 40,00 m: } P_{\max} = [(G1+G2)*L+0.2*Q]*a_{\max} = 2392 \text{ kN}$$

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

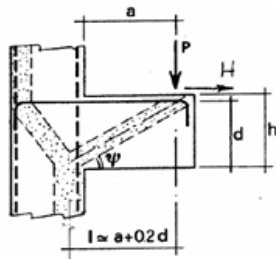
$$\text{Imp 40,00 m: } P_{\max} = 2392 \text{ kN}$$

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

$$B = 4,00 \text{ m}$$

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

VERIFICA - MECCANISMO TIRANTE PUNTO.



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

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

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

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

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

CONDIZIONI DI VERIFICA

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

RELAZIONE DI CALCOLO PILA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3U	40	D 09 CL	NW 01 00 003	C	55 di 57

Dati di progetto

$b(m) =$	4.00	m	dimensione trasversale verifica
$P_{Ed}(KN) =$	2392	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
$\delta(m) =$	0.08	m	copriferro riferito al baricentro delle armature compressive in trazione
$d(m) =$	0.42	m	altezza utile
$l(m) =$	0.58	m	$a+0,2d$
$\lambda =$	1.54		$\lambda = ctg\psi \leq l / (0,9d)$

Tipo di mensola (Valutazione coefficiente c)

sblazi di travi (con staffatura)

Caratteristiche Materiali

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

Caratteristiche Armature di Progetto

Registro tipo	R1						
$n^{\circ} R1 =$	1	$\phi 1(mm) =$	24.0	$p1(cm) =$	10.0	$\theta 1^{\circ} =$	0.0
$A_{\phi i}(mm^2) =$	452.39	$nb\ tot\ 1 =$	40.0	$A_{\phi\ TOT}(mm^2) =$	18095.56	$A_{\phi\ CAL}(mm^2) =$	18095.56
Registro tipo	R2						
$n^{\circ} R2 =$	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						
$n^{\circ} R3 =$	0	$\phi 3(mm) =$	26.0	$p3(cm) =$	10.0	$\theta 3^{\circ} =$	0.0
$A_{\phi i}(mm^2) =$	530.93	$nb\ tot\ 3 =$	0.0	$A_{\phi\ TOT}(mm^2) =$	0.00	$A_{\phi\ CAL}(mm^2) =$	0.00

Verifiche di resistenza

$\Psi =$	<input type="text" value="0.574"/>	rad	=	<input type="text" value="32.91"/>	$^{\circ}$
$P_{RS} =$	<input type="text" value="4579.6"/>	KN		<input type="text" value="PRs>PEd- Verifica Soddisfatta"/>	
$P_{RC} =$	<input type="text" value="5595.1"/>	KN		<input type="text" value="PRc>PRs - Verifica Soddisfatta"/>	

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

$$(\text{Imp } 40,00 \text{ m})/2 + (\text{Imp } 40,00 \text{ m})/2: P_{\text{max}} = 2392 \text{ kN}$$

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

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

$$H = 0,70 \text{ m}$$

Dati di progetto

$b(\text{m}) =$	3.50	m	dimensione trasversale verifica
$P_{\text{Ed}} (\text{KN}) =$	2392	KN	Carico complessivo VERTICALE sulla fascia di dimensione b
$H_{\text{Ed}} (\text{KN}) =$	0.00	KN	Carico complessivo ORIZZONTALE sulla fascia di dimensione b
$a(\text{m}) =$	0.50	m	distanza P da incastro
$h(\text{m}) =$	0.70	m	spessore mensola
$\delta(\text{m}) =$	0.10	m	copriferro riferito al baricentro delle armature compressive in trazione
$d(\text{m}) =$	0.60	m	altezza utile
$l(\text{m}) =$	0.62	m	$a + 0,2d$
$\lambda =$	1.15		$\lambda = \text{ctg}\psi \geq l / (0,9d)$

Tipo di mensola (Valutazione coefficiente c)

sblazi di travi (con staffatura)

$c(\text{m}) = 1.50$

Caratteristiche Materiali

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

Caratteristiche Armature di Progetto

<u>Registro tipo</u>	R1						
$n^{\circ} \text{ R1} =$	1	$\phi 1(\text{mm}) =$	22.0	$p 1(\text{cm}) =$	10	$\theta 1^{\circ} =$	0.0
$A_{\phi i} (\text{mm}^2) =$	380.13	$nb \text{ tot } 1 =$	35.0	$A_{\phi \text{ TOT}} (\text{mm}^2) =$	13304.63	$A_{\phi \text{ CAL}} (\text{mm}^2) =$	13304.63
<u>Registro tipo</u>	R2						
$n^{\circ} \text{ R2} =$	0	$\phi 2(\text{mm}) =$	22.0	$p 2(\text{cm}) =$	10.0	$\theta 2^{\circ} =$	0.0
$A_{\phi i} (\text{mm}^2) =$	380.13	$nb \text{ tot } 2 =$	0.0	$A_{\phi \text{ TOT}} (\text{mm}^2) =$	0.00	$A_{\phi \text{ CAL}} (\text{mm}^2) =$	0.00
<u>Registro tipo</u>	R3						
$n^{\circ} \text{ R3} =$	0	$\phi 3(\text{mm}) =$	26.0	$p 3(\text{cm}) =$	10.0	$\theta 3^{\circ} =$	0.0
$A_{\phi i} (\text{mm}^2) =$	530.93	$nb \text{ tot } 3 =$	0.0	$A_{\phi \text{ TOT}} (\text{mm}^2) =$	0.00	$A_{\phi \text{ CAL}} (\text{mm}^2) =$	0.00

Verifiche di resistenza

$$\Psi = \boxed{0.717} \text{ rad} = \boxed{41.05}^{\circ}$$

$$P_{\text{RS}} = \boxed{4530.9} \text{ KN} \quad \boxed{P_{\text{RS}} > P_{\text{Ed}} - \text{Verifica Soddisfatta}}$$

$$P_{\text{RC}} = \boxed{10218.1} \text{ KN} \quad \boxed{P_{\text{RC}} > P_{\text{RS}} - \text{Verifica Soddisfatta}}$$

RELAZIONE DI CALCOLO PILA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3U	40	D 09 CL	NW 01 00 003	C	57 di 57

Il pulvino è soggetto ad una forza verticale pari a:

$P_{max} = 5055 \text{ kN}$ (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
$P_{Ed} (KN) =$	5055	KN	Carico complessivo VERTICALE sulla fascia di dimensione b
$H_{Ed} (KN) =$	151.65	KN	Carico complessivo ORIZZONTALE sulla fascia di dimensione b
$a(m) =$	1.50	m	distanza P da incastro
$h(m) =$	2.00	m	spessore mensola
$\delta(m) =$	0.10	m	copriferro riferito al baricentro delle armature complessive in trazione
$d(m) =$	1.90	m	altezza utile
$l(m) =$	1.88	m	$a+0,2d$
$\lambda =$	1.10		$\lambda = ctg\psi \geq l/(0,9d)$

Tipo di mensola (Valutazione coefficiente c)

sblazi di travi (con staffatura)

$c(m) =$

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
$A_{\phi i} (mm^2) =$	530.93	$nb \text{ tot } 1 =$	35.0	$A_{\phi \text{ TOT}} (mm^2) =$	18582.50
Registro tipo	R2				
$n^{\circ} R2 =$	1	$\phi 2(mm) =$	26.0	$p2(cm) =$	10.0
$A_{\phi i} (mm^2) =$	530.93	$nb \text{ tot } 2 =$	35.0	$A_{\phi \text{ TOT}} (mm^2) =$	18582.50
Registro tipo	R3				
$n^{\circ} R3 =$	0	$\phi 3(mm) =$	26.0	$p3(cm) =$	10.0
$A_{\phi i} (mm^2) =$	530.93	$nb \text{ tot } 3 =$	0.0	$A_{\phi \text{ TOT}} (mm^2) =$	0.00

Verifiche di resistenza

$\Psi =$	<input type="text" value="0.738"/>	rad	=	<input type="text" value="42.29"/>	°
$P_{Rs} =$	<input type="text" value="13079.6"/>	KN		<input type="text" value="PRs > PEd - Verifica Soddisfatta"/>	
$P_{Rc} =$	<input type="text" value="33961.8"/>	KN		<input type="text" value="PRc > PRs - Verifica Soddisfatta"/>	