

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



U.O. OPERE CIVILI

PROGETTO DEFINITIVO

RADDOPPIO DELLA LINEA GENOVA-VENTIMIGLIA

TRATTA FINALE LIGURE-ANDORA

OPERE PRINCIPALI – VIADOTTI E CAVALCAVIA

VI02 - Viadotto su Torrente Maremola/Giustenice da km 71+327 a km 71+361

Relazione di calcolo pila tipo 6 binario pari

SCALA:

-

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

V 0 1 0 0 D 0 9 C L V I 0 2 E 5 0 0 1 A

Rev	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione esecutiva	 G. Grimaldi	Febbraio 2022	 D. Guerci	Febbraio 2022	 G. Padoa	Febbraio 2022	A. Vittozzi Febbraio 2022

ITALFERR S.p.A.
U.O. Opere Civili e Sezione delle Infrastrutture
Dott. Ing. Paolo Vittozzi
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Genova
n. 2437/83

File: IV0I00D09CLVI02E5001A

n. Elab.:

INDICE

1	PREMESSA	4
1.1	DESCRIZIONE DELL'OPERA	4
1.2	ASPETTI LEGATI ALLE OPERE DI FONDAZIONE	7
2	RIFERIMENTI NORMATIVI	8
3	MATERIALI	9
3.1	CALCESTRUZZO	9
3.2	ACCIAIO	10
3.3	VERIFICA S.L.E.	11
3.3.1	<i>Verifiche alle tensioni</i>	11
3.3.2	<i>Verifiche a fessurazione</i>	12
4	ANALISI E VERIFICHE PILA	13
4.1	GENERALITÀ	13
4.2	MODELLI A MENSOLA PER LA VERIFICA DELLE PILE	15
4.3	CONDIZIONI ELEMENTARI E COMBINAZIONI DI CARICO	15
4.4	SISTEMI DI RIFERIMENTO ED UNITÀ DI MISURA	19
4.5	GEOMETRIA DELLA PILA	20
4.6	ANALISI DEI CARICHI	22
4.6.1	<i>Peso proprio elementi strutturali</i>	22
4.6.2	<i>Carichi trasmessi dall'impalcato</i>	24
4.6.3	<i>Azione del Vento</i>	27
4.6.4	<i>Carichi da traffico verticali</i>	29
4.6.5	<i>Effetti dinamici</i>	31
4.6.6	<i>Carichi da traffico orizzontali</i>	31
4.6.7	<i>Azione sismica</i>	33
4.6.8	<i>Analisi Dinamica Lineare</i>	36

4.6.9	Calcolo delle sollecitazioni in testa pali.....	39
4.6.10	Riepilogo risultati.....	40
4.7	SOLLECITAZIONI.....	41
4.7.1	Base Pila	41
4.7.2	Plinto di fondazione.....	44
4.8	PALI DI FONDAZIONE	47
4.9	VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI.....	50
4.9.1	Pila	50
4.9.2	Zattera di fondazione.....	56

1 PREMESSA

La presente relazione ha per oggetto il dimensionamento e le verifiche di resistenza secondo il metodo semiprobabilistico agli Stati Limite (S.L.) di una delle Pile del viadotto ferroviario VI02, Viadotto su Torrente Maremola/Giustenice.

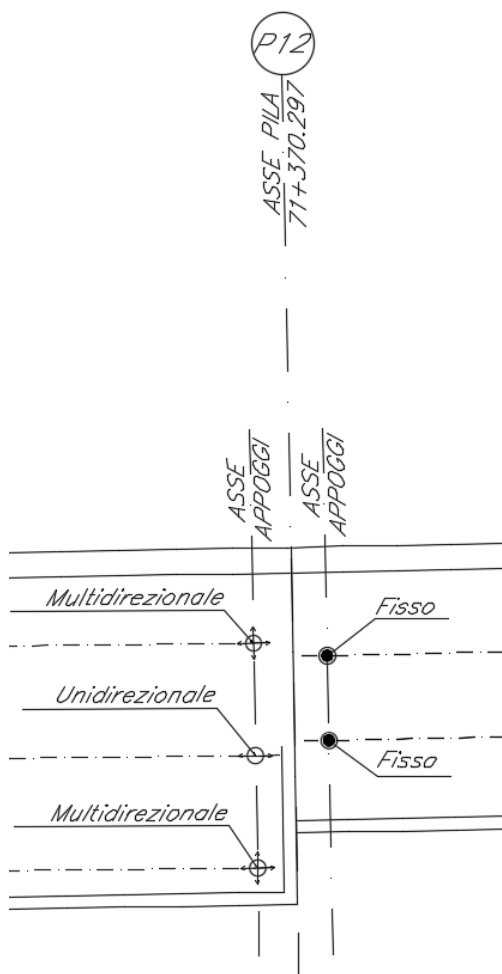
In particolare si tratterà la Pila 12 che presenta su cui appoggiano due impalcati di luce 20m e 55m.

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

1.1 Descrizione dell'opera

Il viadotto ferroviario VI02 (lato pari) ha una lunghezza totale di circa 420 m, il è costituito da 15 impalcati di luci variabili. Il viadotto è previsto a singolo binario.

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



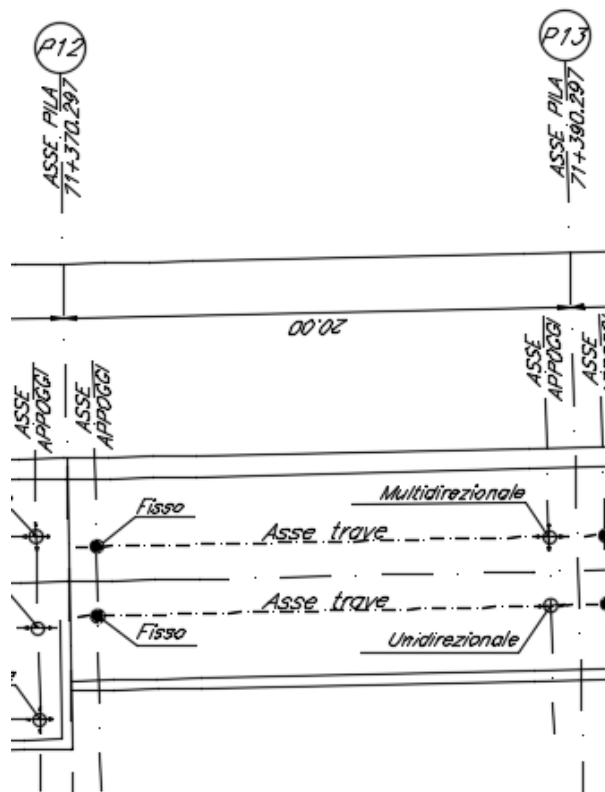
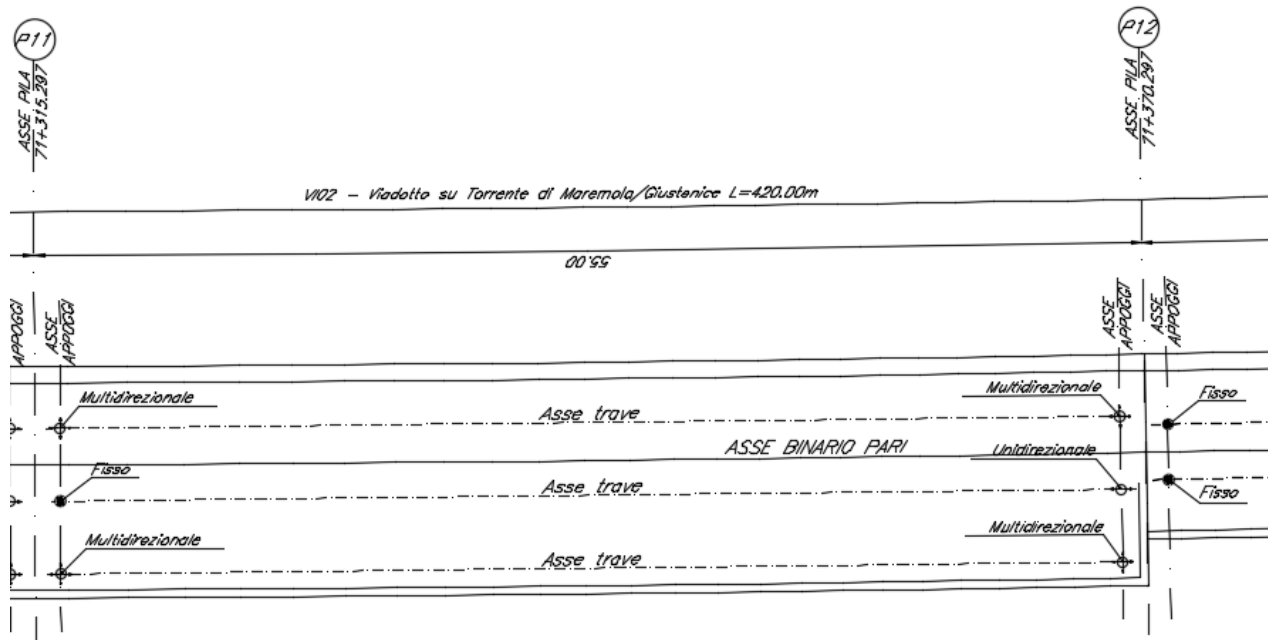


Figura 1 -schema appoggi impalcati convergenti sulla pila.

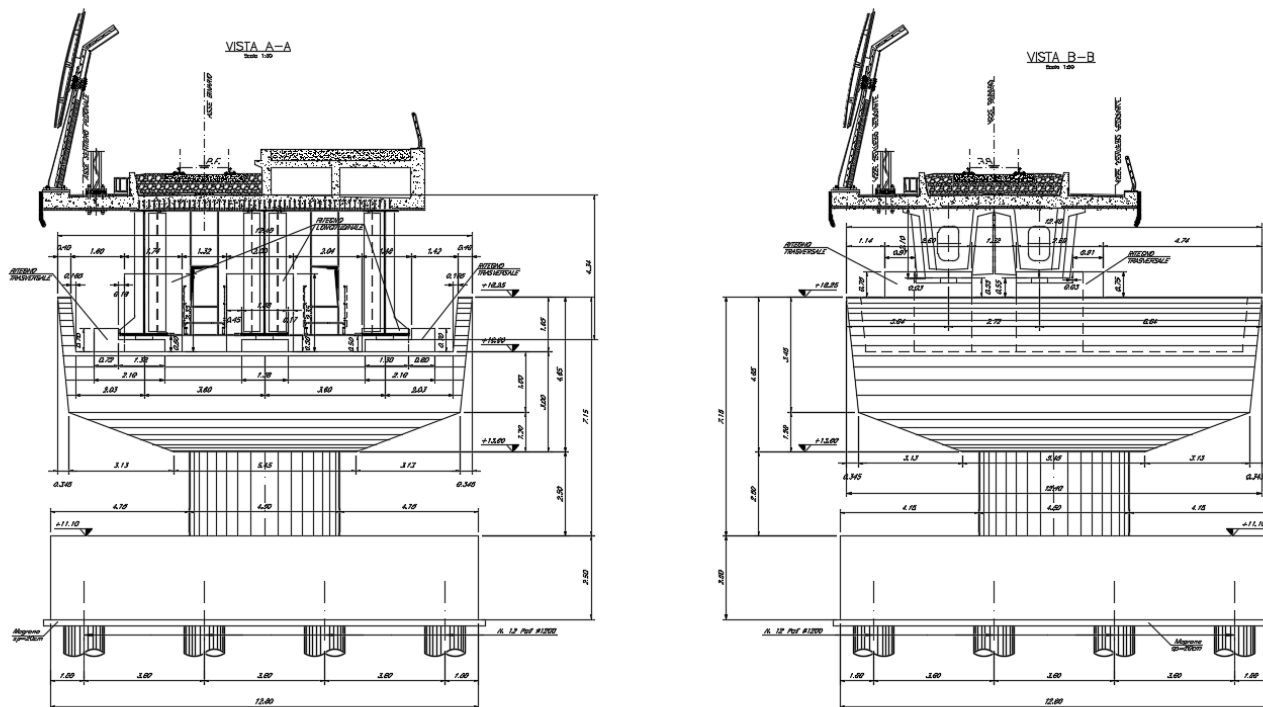


Figura 2 - sezione trasversale impalcato sx e dx

1.2 Aspetti legati alle opere di fondazione

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

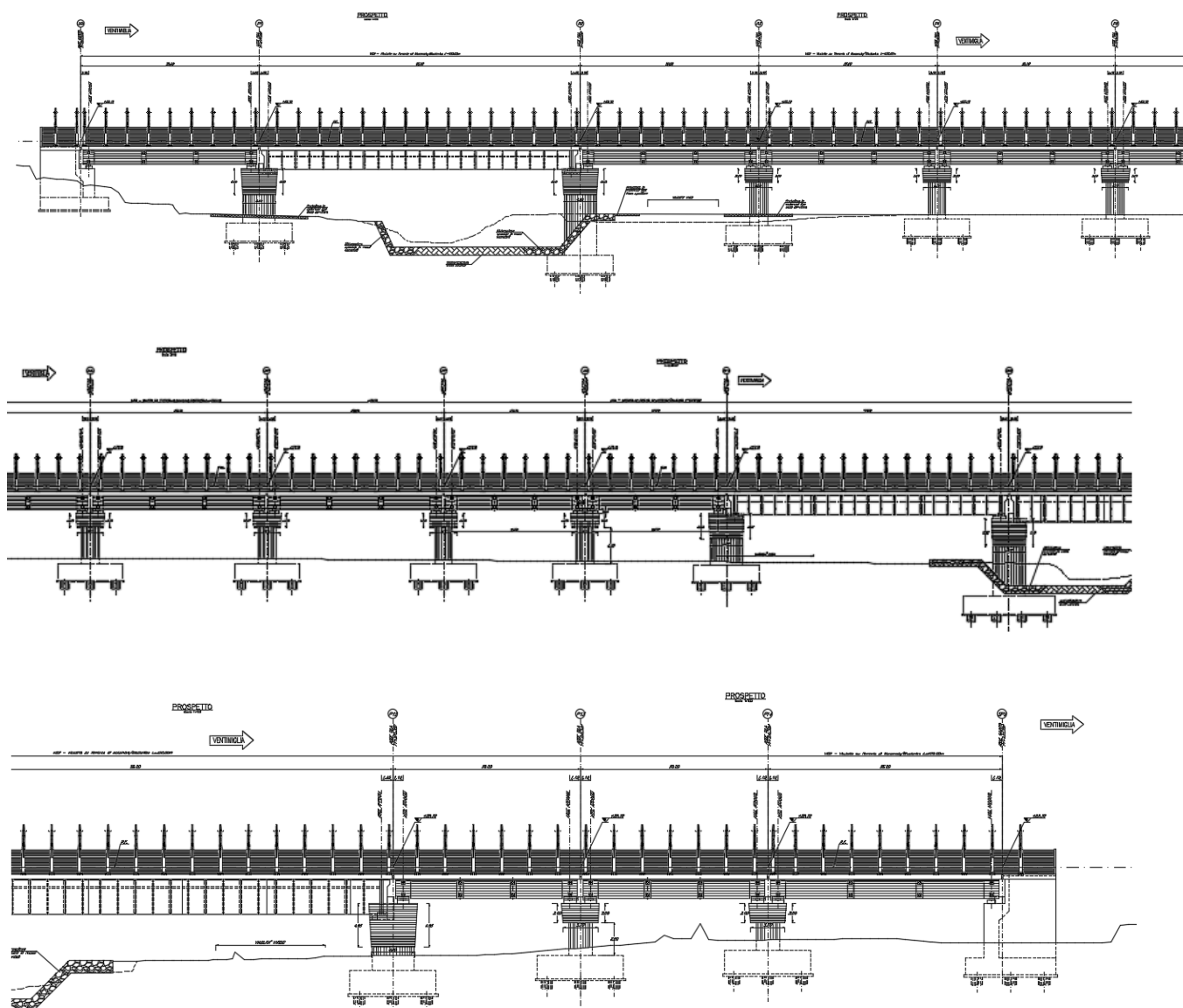


Figura 3 – sviluppo longitudinale del viadotto- binario pari

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 e Trasporti, Circolare 21 gennaio 2019, n. 7/C.S.LL.PP., «Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018»*
- *Istruzione RFI DTC SI PS MA IFS 001 - Manuale di Progettazione delle Opere Civili - Parte II - Sezione 2 - Ponti e Strutture*
- *Istruzione RFI DTC SI CS MA IFS 001 - Manuale di Progettazione delle Opere Civili - Parte II - Sezione 3 - Corpo Stradale*
- *Regolamento (UE) N.1299/2014 della Commissione del 18 Novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema "infrastruttura" del sistema ferroviario dell'Unione europea, modificato dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019;"*

3 MATERIALI

3.1 calcestruzzo

Caratteristiche CLS secondo NTC 2018/UNI EN 206/UNI 11104

Elemento		plinti	elevazione pile/spalle	soletta sezioni miste	travi incorporate
Corrosione indotta da					
Carbonatazione	XC	XC2	XC4	XC3	XC3
Cloruri (altre fonti)	XD	-	-	-	-
Cloruri acqua di mare	XS	-	XS1	XS1	XS1
Gelo/disgelo	XF	-	-	-	-
Chimico	XA	-	-	-	-
Condizioni ambientali	-	ordinarie	aggressive	aggressive	aggressive
Classe di resistenza minima	-	C32/40	C32/40	C35/45	C35/45
Contenuto minimo di cemento	kg/mc	300	340	340	340
Rapporto massimo acqua/cemento	-	0.60	0.50	0.50	0.50
Classe di consistenza (Slump)	-	S4	S4	S4	S4
Tipo di cemento	-	CEM III÷V	CEM III÷V	CEM I÷V	CEM I÷V
Diametro massimo dell'inerte	mm	32	25	20	20
Calcolo copriferro secondo NTC 2018					
Copriferro minimo	mm	20	35	35	35
Incremento per tolleranze di posa	mm	10	10	10	10
Incremento per VN=100 anni	mm	0	0	0	0
Decremento per controllo qualità	mm	0	0	0	0
Incremento per $C \leq C_{min}$	mm	0	0	0	0
Copriferro nominale (minimo da NTC)	mm	30	45	45	45
Copriferro nominale (MdP)		40	40+10	35+10	35+10
Copriferro nominale adottato	mm	40	50	45	45

Relazione di calcolo pila tipo 6 binario pari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI 02 E5 001	A	10 di 58

Opera Ferroviaria

Limiti Tensionali

Resistenza cilindrica caratteristica (fck)	MPa	25	32	35	35
SLE rara (sc≤0.55*fck)	MPa	13.75	17.60	19.25	19.25
SLE frequente (-)	MPa	-	-	-	-
SLE q.perm. (sc≤0.40*fck)	MPa	10.00	12.80	14.00	14.00

Limiti Fessurativi

tipo armatura	poco sensibile	poco sensibile	poco sensibile	poco sensibile
SLE rara gr4	w1=0.2mm	w1=0.2mm	w1=0.2mm	w1=0.2mm
SLE frequente	-	-	-	-
SLE q.perm.	-	-	-	-

3.2 Acciaio

Per le travi e tutti gli elementi strutturali in acciaio dell'impalcato si utilizza

Acciaio S355J2

Tab. 4.2.I – Laminati a caldo con profili a sezione aperta piani e lunghi

Norme e qualità degli acciai	Spessore nominale "t" dell'elemento			
	t ≤ 40 mm		40 mm < t ≤ 80 mm	
	f _{yk} [N/mm ²]	f _{tk} [N/mm ²]	f _{yk} [N/mm ²]	f _{tk} [N/mm ²]
UNI EN 10025-2				
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
S 355	355	510	335	470
S 450	440	550	420	550

Figura 4 – valori nominali delle tensioni caratteristiche di snervamento f_{yk} e di rottura f_{tk}

Per l'armatura della soletta e degli elementi in calcestruzzo armato si prevede

ACCIAIO PER CALCESTRUZZO ARMATO B450C

f _{y nom}	450 N/mm ²
f _{t nom}	540 N/mm ²

	RADDOPPIO DELLA LINEA GENOVA-VENTIMIGLIA TRATTA FINALE LIGURE-ANDORA VI02 - Viadotto su Torrente Maremola/Giustenice da km 71+327 a km 71+361					
	Relazione di calcolo pila tipo 6 binario pari	COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D 09 CL	DOCUMENTO VI 02 E5 001	REV. A

3.3 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

3.3.1 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", 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 $0,75 f_{yk}$.

3.3.2 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	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto Aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

Tabella 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

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

Risultando:

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

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

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

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

Per strutture in condizioni ambientali aggressive o molto aggressive, qual è il caso delle strutture in esame così come identificate nel DM 14.1.2018, 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) $\delta_f \leq w_1 = 0.2 \text{ mm}$

	RADDOPPIO DELLA LINEA GENOVA-VENTIMIGLIA TRATTA FINALE LIGURE-ANDORA VI02 - Viadotto su Torrente Maremola/Giustenice da km 71+327 a km 71+361					
Relazione di calcolo pila tipo 6 binario pari	COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D 09 CL	DOCUMENTO VI 02 E5 001	REV. A	FOGLIO 13 di 58

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

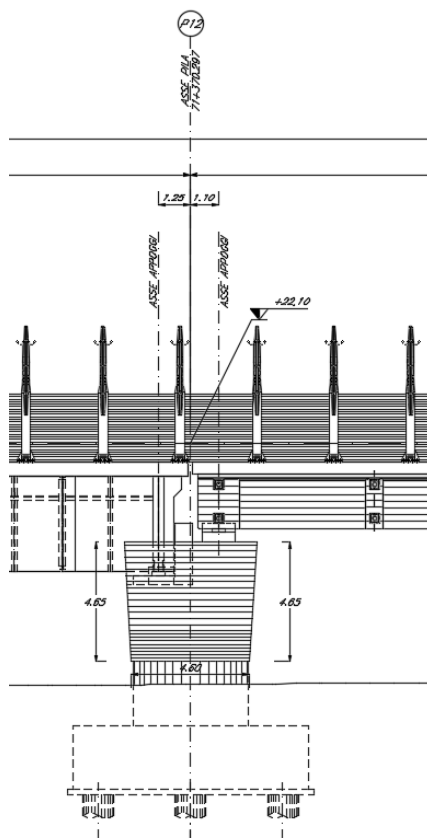
4.1 Generalità

La pila presenta una sezione circolare di diametro 4,50m, un'altezza complessiva di 2,50m.

Il pulvino è costituito da una sezione piena di dimensione 5,18 x 12,40m ed altezza 4,65m.

Le fondazioni sono realizzate su pali di diametro $f=$ 1,20m collegati in testa da una platea di spessore 2,50 m.

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.



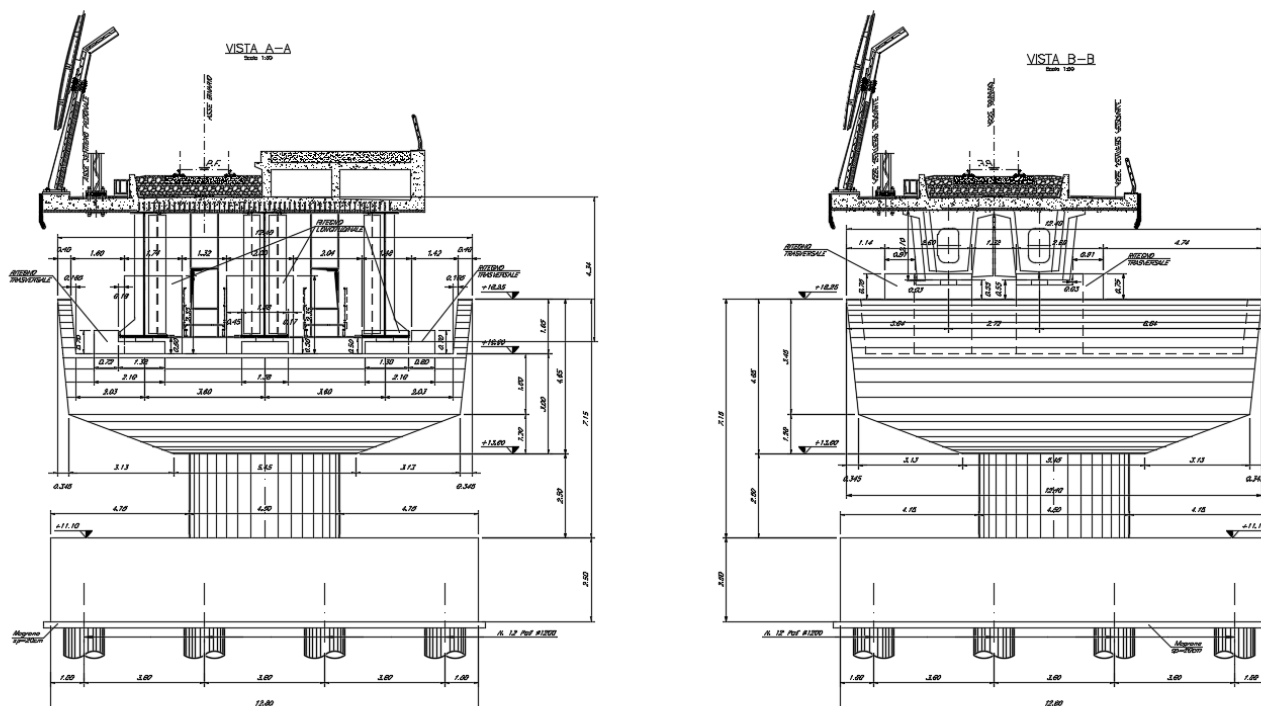


Figura 5 – prospetti pila

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, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

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

– 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:

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

– Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

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

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} \quad [2.5.7]$$

Nelle combinazioni si intende che vengano omissi i carichi Q_{kj} che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G_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	γ_{G1} e γ_{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_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}, \gamma_{\epsilon 4}$	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 combi- nazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequent)	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

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

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

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

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

4.4 Sistemi di riferimento ed unità di misura

- Asse X parallelo all'asse longitudinale dell'impalcato
- Asse Y ortogonale all'asse longitudinale dell'impalcato
- Asse Z verticale

- Lunghezze = m

- Forze = kN

4.5 Geometria della Pila

Generali			
Peso cls	γ_{cls}	25	kN/m^3
Peso terreno	γ_t	20	kN/m^3
Sovraccarico accidentale sul rilevato	q_{acc}	0,0	kN/m^2
Altezza appoggio + baggiolo	h_{ap}	0,55	m
Distanza piano appoggi-intradosso plinto	H_1	5,55	m
Pulvino			
Altezza	H_p	4,65	m
Lunghezza lungo asse X	b_p	5,18	m
Lunghezza lungo asse Y	L_p	12,40	m
Area Sezione		64,23	m^2
% Vuoti sezione		0%	
Coordinata X del baricentro rispetto fondazione	x_p	0,00	m
Pila			
Altezza	H_m	2,50	m
Lunghezza lungo asse X (o diametro se circolare)	b_m	4,50	m
Lunghezza lungo asse Y	L_m	4,50	m
Area Sezione		15,90	m^2
% Vuoti sezione		0%	
Coordinata X del baricentro rispetto fondazione	x_m	0,00	m
Distanza asse baggioli- asse pila (sx)	x_{m1}	-1,25	m
Distanza asse baggioli- asse asse pila (dx)	x_{m2}	1,10	m

Relazione di calcolo pila tipo 6 binario pari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI 02 E5 001	A	21 di 58

Plinto			
Altezza	H_f	2,50	m
Lunghezza lungo asse X	b_f	9,20	m
Lunghezza lungo asse Y	L_f	12,80	m
Spessore ricoprimento medio	h_t	1,60	m
Distanza asse baggioli - baricentro plinto (sx)		-1,25	m
Distanza asse baggioli - baricentro plinto (dx)		1,10	m
Terreno			
Angolo d'attrito interno (φ)		35	°
Coefficiente per il calcolo della spinta a riposo	▼	Ko= 0.426	▼
			426 271
Sisma			
S_s		1,200	
a_g		0,130	
Coefficiente sismico orizzontale	k_h	0,156	
F_0		2,499	

Tabella 2 – Dati di input

4.6 Analisi dei carichi

4.6.1 Peso proprio elementi strutturali

➤ Peso proprio strutture

Di seguito si riporta nel dettaglio l'analisi dei carichi effettuata.

Impalcato SINISTRO

- G₁: peso strutturale portante, dato dalla somma dei seguenti contributi:
 - Peso proprio cassoni in CAP;
 - Peso proprio soletta in c.a. e paraballast;
- G₂: peso strutturale portato, dato dalla somma dei seguenti contributi:
 - Peso proprio della barriera antirumore, assunto pari a 15 kN/m per ogni barriera;
 - Peso del ballast, assunto pari a

$$L_{vasca}[4,05m] * h_{vasca}[0,8m] * \gamma_{ballast} [18 \text{ kN}/m^3] = 58,32 \text{ kN}/m$$
 - Peso del sentiero pedonale e dell'impermeabilizzazione del marciapiedi, assunto pari a 1,5 kN/m;
 - Peso della canaletta, assunto pari a 2,1 kN/m;
 - Peso della veletta, assunto pari a 2,5 kN/m per ciascuna veletta;

Impalcato DESTRO

- G₁: peso strutturale portante, dato dalla somma dei seguenti contributi:
 - Peso proprio travi in acciaio;
 - Peso proprio soletta in c.a. e paraballast;
- G₂: peso strutturale portato, dato dalla somma dei seguenti contributi:
 - Peso proprio della barriera antirumore, assunto pari a 15 kN/m per ogni barriera;
 - Peso del ballast, assunto pari a

$$L_{vasca}[3,8m] * h_{vasca}[0,8m] * \gamma_{ballast} [18 \text{ kN}/m^3] = 54,72 \text{ kN}/m$$
 - Peso del sentiero pedonale e dell'impermeabilizzazione del marciapiedi, assunto pari a 1,5 kN/m;
 - Peso della canaletta, assunto pari a 2,1 kN/m;
 - Peso della veletta, assunto pari a 2,5 kN/m;
 - Peso del pacchetto di pavimentazione della banchina, assunto pari a 34,8 kN/m;
 - Peso proprio della sovrastruttura della banchina, assunto pari a 50 kN/m.

Impalcato (sx)

N° Binari		1	
Lunghezza	L	20	m
Peso Proprio	G_1	227	kN/m
Permanenti portati + ballast	G_2	97	kN/m
n° totale appoggi sulla pila	n	2	
Reazione appoggio i = $(G_1 * L / 2) / n$	R_i	1135,0	kN
Reazione appoggio i = $(G_2 * L / 2) / n$	R_i	485,0	kN
Reazione appoggio i = $(G_2 * L / 2) / n$ (ballast)	R_i	0	kN

Impalcato (dx)

N° Binari		1	
Lunghezza	L	55	m
Peso Proprio	G_1	176	kN/m
Permanenti portati + ballast	G_2	176	kN/m
n° totale appoggi sulla pila	n	3	
Reazione appoggio i = $(G_1 * L / 2) / n$	R_i	1613,3	kN
Reazione appoggio i = $(G_2 * L / 2) / n$	R_i	1613,3	kN
Reazione appoggio i = $(G_2 * L / 2) / n$ (ballast)	R_i	0	kN

4.6.2 Carichi trasmessi dall'impalcato

Si riportano di seguito gli scarichi agli appoggi dedotti dall'analisi dell'impalcato, per la campata sinistra e destra:

sx L=20		ai							
APPOGGIO	REAZIONE	Y	REAZ LM71	REAZ SW2	α (LM71)	α (SW2)	φ ₃	REAZ LM71	REAZ SW2
1	0,500	-1,36	1037	1299	1,1	1	1,27	1446	1646
3	0,500	1,36	1037	1299	1,1	1	1,27	1446	1646
	Σ	3,7							
dx = 55		ai							
APPOGGIO	REAZIONE	Y	REAZ LM71	REAZ SW2	α (LM71)	α (SW2)	φ ₃	REAZ LM71	REAZ SW2
1	0,082	-3,6	2442,4	3600	1,1	1	1,04	2782	3728
2	0,333	0	2442,4	3600	1,1	1	1,04	2782	3728
3	0,585	3,6	2442,4	3600	1,1	1	1,04	2782	3728
	Σ	25,9							
ML MAX		ai	caricato solo impalcato di destra L= 55						
APPOGGIO	REAZIONE	Y	REAZ LM71	REAZ SW2	α (LM71)	α (SW2)	φ ₃	REAZ LM71	REAZ SW2
1	0,082	-3,6	2743	3620	1,1	1	1,04	3125	3749
2	0,333	0	2743	3620	1,1	1	1,04	3125	3749

Per il calcolo di a_i , coefficiente di Courbon, si è utilizzata la seguente formula:

$$a_i = \frac{1}{n} + \frac{e \cdot y_i}{\sum_{i=1}^n y_i^2}$$

Dove:

- n è il numero di appoggi
- e è l'eccentricità dell'asse binario rispetto all'asse della trave (che tiene conto dell'eccentricità del carico ferroviario secondo NTC2018 capitolo 5.2.2.2.1.1)
- y_i è la distanza tra l'asse della trave e l'asse dell'impalcato

I carichi verticali dovuti al traffico sono calcolati tenendo conto della posizione che massimizza le reazioni sulla pila, per la loro definizione si rimanda al paragrafo 4.6.4.

Questi, dopo essere ripartiti con il metodo di Courbon, forniscono i risultati in tabella seguente.

REAZIONI VINCOLARI [kN,m]

sx

Appoggio	A			B			C			biz
	FZ	FX	FY	FZ	FX	FY	FZ	FX	FY	
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	
Descrizione carico										[m]
Peso proprio g1	1135						1135			0,00
Permanenti G2	485						485			0,00
Ballast										0,00
Comb. Nmax Qv	823						823			0,00
Comb. Nmax Q frenatura		350						350		0,00
Comb. Nmax Q centrifuga										0,00
Comb. Nmax Q serpeggio			28						28	3,30
Comb. MTmax Qv	823						823			0,00
Comb. MTmax Q frenatura		350						350		0,00
Comb. MTmax Q centrifuga										0,00
Comb. MTmax Q serpeggio			28						28	3,30
Comb. MLmax Qv	321						179			0,00
Comb. MLmax Q frenatura		350						350		0,00
Comb. MLmax Q centrifuga										0,00
Comb. MLmax Q serpeggio			28						28	3,30
Vento Ponte Scarico			191						191	3,65
Vento Ponte Carico			214						214	3,65
Attrito permanente		10						10		0,00
Attrito carichi mobili		25						25		0,00
q=1.5	Sisma longitudinale		1941					1941		0,00
	Sisma trasversale			971					971	3,30
	Sisma verticale	340					340			0,00
q=1.36	Sisma longitudinale		2141					2141		0,00
	Sisma trasversale			1070					1070	3,30
	Sisma verticale	340					340			0,00
q=1	Sisma longitudinale		2912					2912		0,00
	Sisma trasversale			1456					1456	3,30
	Sisma verticale	340					340			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	1613			1613			1613			0,00
Permanenti G2	1613			1613			1613			0,00
Ballast										0,00
Comb. Nmax Qv	2180			1243			306			0,00
Comb. Nmax Q frenatura										0,00
Comb. Nmax Q centrifuga										0,00
Comb. Nmax Q serpeggio						55				5,00
Comb. MTmax Qv	2180			1243			306			0,00
Comb. MTmax Q frenatura										0,00
Comb. MTmax Q centrifuga										0,00
Comb. MTmax Q serpeggio						55				5,00
Comb. MLmax Qv	2192			1250			307			0,00
Comb. MLmax Q frenatura										0,00
Comb. MLmax Q centrifuga										0,00
Comb. MLmax Q serpeggio						55			0	5,00
Vento Ponte Scarico						526				5,00
Vento Ponte Carico						588				5,00
Attrito permanente		19			19			19		0,00
Attrito carichi mobili		66			37			9		0,00
q=1.5	Sisma longitudinale									0,00
	Sisma trasversale					3723				5,00
	Sisma verticale	340			340		340			0,00
q=1.36	Sisma longitudinale		0			0		0		0,00
	Sisma trasversale			0			4106		0	5,00
	Sisma verticale	340			340		340			0,00
q=1	Sisma longitudinale		0			0		0		0,00
	Sisma trasversale			0			5584		0	5,00
	Sisma verticale	340			340		340			0,00

4.6.3 Azione del Vento

Il calcolo dell'azione del vento si effettua prendendo come riferimento il sito effettivo del viadotto posto in zona 7, in prossimità del livello del mare.

Azione del Vento - generale - NTC e EC 1-1-4:2005				
Condizione (ponte carico o scarico)		scarico	carico	
Altitudine sul livello del mare	as	10	10	m
Zona	Z	7	7	
Parametri	Vb,0	28	28	m/s
Parametri	a0	1000	1000	m
Parametri	ks	0,54	0,54	1/s
Velocità di riferimento (Tr=50anni)	$v_b = v_{b0} * (1 + k_s(a_s/a_0 - 1))$	28	28	m/s
Periodo di ritorno considerato	TR	112,5	112,5	anni
	α_R	1,05	1,05	
Velocità di riferimento	Vb(TR)	29,28	29,28	m/s
Densità dell'aria	ρ	1,25	1,25	kg/mc
Pressione cinetica di riferimento	$q_b = 0.5 * \rho * v_b^2$	0,54	0,54	kN/mq
Classe di rugosità del terreno		D	D	
Distanza dalla costa		1,5	1,5	km
Altitudine sul livello del mare		<750	<750	m
Categoria di esposizione del sito	Cat	III	III	
Vento su impalcato				
Parametri	kr	0,2	0,2	
Parametri	z0	0,1	0,1	m
Parametri	zmin	4	4	m
Altezza di riferimento per l'impalcato (EC punto 8.3.1(6))	z	15	15	m
Coefficiente di topografia	ct	1	1	
Coefficiente di esposizione (z)	ce(z)	2,41	2,41	
Larghezza impalcato	b	11,4	11,4	m
Altezza impalcato	h1	3,3	4	m
Altezza treno o parapetto	h2	4	4	m
Altezza totale impalcato (comprese le barriere o treno)	dtot	7,3	8	m
Rapporto di forma	b/dtot	1,56	1,43	
Coefficiente di forza (figura 8.3 EC)	cfx	2,03	2,07	

Riepilogo				
Pressione cinetica di riferimento	qb	0,54	0,54	kN/mq
Coefficiente di esposizione	ce	2,41	2,41	
Coefficiente di forza	cfx	2,03	2,07	
Altezza di riferimento (EC punto 8.3.1 (4) e (5))	d	7,3	8	m
Forza statica equivalente a m/l	f=prodotto	19,1	21,4	kN/m
Pressione statica equivalente	p=f/d	2,62	2,67	kN/mq
Pressione statica equivalente (minima considerata)	pmin	1,5	1,5	kN/mq
Forza statica equivalente a m/l considerata	f	19,1	21,4	kN/m
Vento impalcato a ponte scarico		sx	dx	
Forza statica equivalente	f	19,1	19,1	kN/m
Luce impalcato	L	20	55	m
Forza trasversale al piano appoggi	FT=f*L/2	191	526	kN
Vento impalcato a ponte carico				
Forza statica equivalente	f	21,4	21,4	kN/m
Luce impalcato	L	20	55	m
Forza trasversale al piano appoggi	FT=f*L/2	214	588	kN

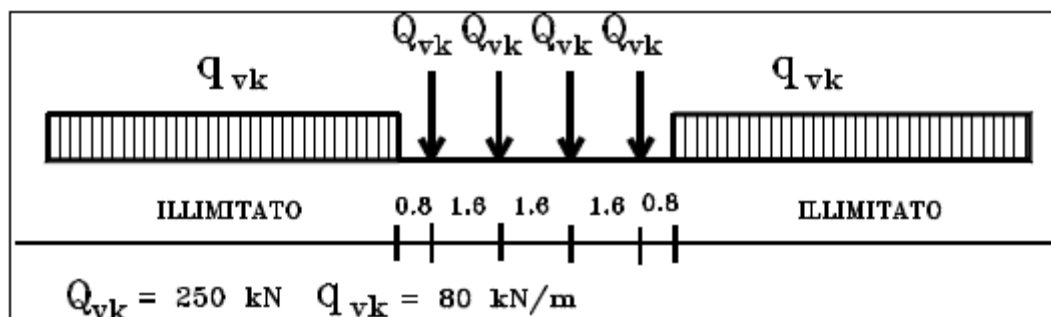
4.6.4 Carichi da traffico verticali

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

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

➤ *Modello di carico LM71*

Sia le istruzioni RFI che le NTC 2018 (par. 5.2.2.2.1.1), definiscono questo modello di carico tramite carichi concentrati e carichi distribuiti, riferiti all'asse dei binari.

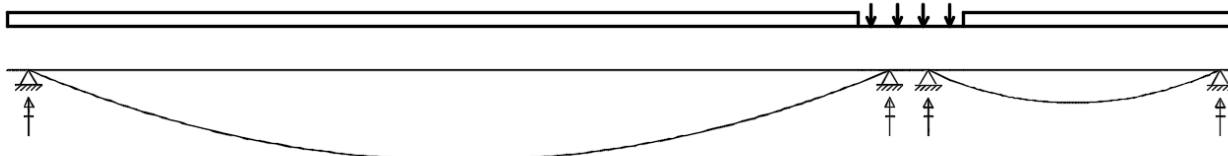


Treno di carico LM 71

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

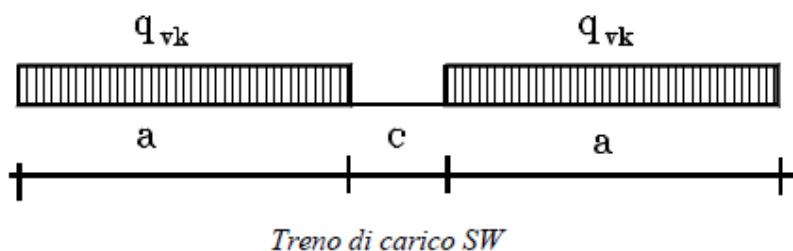
Carico distribuito: 80 kN/m in entrambe le direzioni, a partire da 0,8 m dagli assi d'estremità e per una lunghezza illimitata

Nella pila presa in esame, la posizione dei carichi da traffico che massimizza le reazioni sugli appoggi è la seguente:



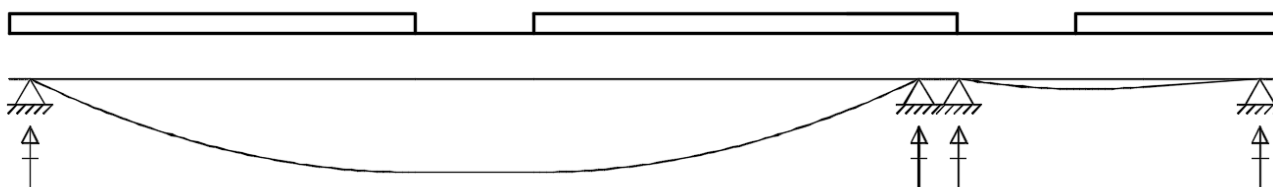
➤ *Modello di carico SW/2*

Sia le istruzioni RFI che le NTC 2018 (par. 5.2.2.2.1.2), definiscono questo modello di carico tramite solo carichi distribuiti.



Tipo di Carico	q_{vk} [kN/m]	a [m]	c [m]
SW/0	133	15,0	5,3
SW/2	150	25,0	7,0

Nella pila presa in esame, la posizione dei carichi da traffico che massimizza le reazioni sugli appoggi è la seguente:



Le azioni di entrambi i modelli dovranno essere moltiplicate per un coefficiente di adattamento definito dalla seguente tabella (tab. 2.5.1.4.1.1 - RFI DTC SI PS MA IFS 001 A).

MODELLO DI CARICO	COEFFICIENTE "α"
LM71	1,10
SW/0	1,10
SW/2	1,00

4.6.5 Effetti dinamici

Per la definizione del coefficiente dinamico si segue quanto contenuto nel par. 5.2.2.2.3 del DM 14.1.2018 che per l'opera in esame riporta:

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

4.6.6 Carichi da traffico orizzontali

Si riporta l'estratto da NTC2018 per il calcolo delle azioni di avviamento e frenatura:

Le forze di frenatura e di avviamento agiscono sulla sommità del binario, nella direzione longitudinale dello stesso. Dette forze sono da considerarsi uniformemente distribuite su una lunghezza di binario L determinata per ottenere l'effetto più gravoso sull'elemento strutturale considerato.

I valori caratteristici da considerare sono i seguenti:

avviamento: $Q_{1a,k} = 33 \text{ [kN/m]} \cdot L[\text{m}] \leq 1000 \text{ kN}$ per modelli di carico LM 71, SW/0, SW/2

frenatura: $Q_{1b,k} = 20 \text{ [kN/m]} \cdot L[\text{m}] \leq 6000 \text{ kN}$ per modelli di carico LM 71, SW/0
 $Q_{1b,k} = 35 \text{ [kN/m]} \cdot L[\text{m}]$ per modelli di carico SW/2

Frenatura		
L	20	m
L _{calc}	20	per Treno LM 71
	20	per Treno SW/0
	20	per SW/2
Q _{1b,k}	440	per Treno LM 71
Q _{1b,k}	440	per Treno SW/0
Q _{1b,k}	700	per SW/2
Q _{1b,k} (filtrata) per Treno LM 71	440	kN
Q _{1b,k} (filtrata) per Treno SW/0	440	kN
Q _{1b,k} (filtrata) per SW/2	700	kN

Avviamento		
L	20	m
L _{calc}	20	per Treno LM 71
	20	per Treno SW/0
	20	per SW/2
Q _{1a,k}	726	per Treno LM 71
Q _{1a,k}	726	per Treno SW/0
Q _{1a,k}	660	per SW/2
Q _{1a,k} (filtrata) per Treno LM 71	726	kN
Q _{1a,k} (filtrata) per Treno SW/0	726	kN
Q _{1a,k} (filtrata) per SW/2	660	kN

Relazione di calcolo pila tipo 6 binario pari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI 02 E5 001	A	32 di 58

Il serpeggio è stato assegnato al modello in base alle seguenti disposizioni da NTC2018 :

La forza laterale indotta dal serpeggio si considera come una forza concentrata agente orizzontalmente, applicata alla sommità della rotaia più alta, perpendicolarmente all'asse del binario. Tale azione si applicherà sia in rettilineo che in curva.

Il valore caratteristico di tale forza sarà assunto pari a $Q_{sk} = 100$ kN. Tale valore deve essere moltiplicato per α , (se $\alpha > 1$), ma non per il coefficiente Φ .

Questa forza laterale deve essere sempre combinata con i carichi verticali.

<u>Serpeggio</u>		
FT=100kN	100	kN*m
<u>Treno LM 71</u>		
α	1,1	
FT* α	110	kN
<u>Treno SW/0</u>		
α	1,1	
FT* α	110	kN
<u>Treno SW/2</u>		
α	1	
FT* α	100	kN

L_0	17,8	m
α_3 Coeff. Dinamico	1,267	

4.6.7 Azione sismica

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

Nel progetto delle pile si prevedono i seguenti parametri sismici:

$$q=1.5$$

$$V_n = 75 \text{ anni}$$

$$C_u = 1.5$$

Categoria terreno : B

➤ Valori di progetto

L'azione sismica è stata calcolata per mezzo del foglio di calcolo Spettri-NTCver.1.0.3 messo a disposizione dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Di seguito si riportano gli spettri di risposta orizzontale e verticale allo Stato limite di salvaguardia della vita SLV utilizzati per il calcolo dell'azione sismica.

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

Ricerca per comune

LONGITUDINE:

LATITUDINE:

REGIONE:

PROVINCIA:

COMUNE:

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito



Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

- Sito esterno al reticolo
- Interpolazione su 3 nodi
- Interpolazione corretta

Interpolazione:



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

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - C_U info

Valori di progetto

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

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

Stati limite di esercizio - SLE { SLO - $P_{VR} = 81\%$

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

Stati limite ultimi - SLU { SLV - $P_{VR} = 10\%$

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

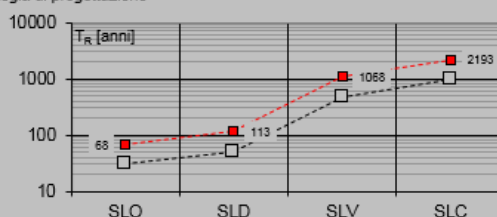
Elaborazioni

Grafici parametri azione

Grafici spettri di risposta

Tabella parametri azione

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 info

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo info

Categoria topografica info

$S_B = 1.200$ $C_C = 1.396$ info

$h/H = 0.000$ $S_T = 1.000$ info

(h=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 info

Compon. verticale

Spettro di progetto

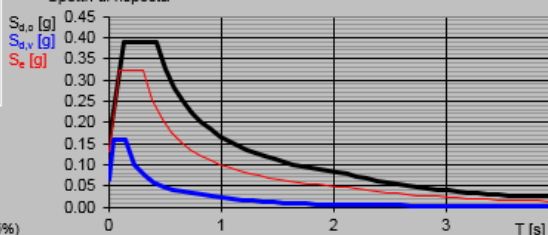
Fattore q $\eta = 1.000$ info

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

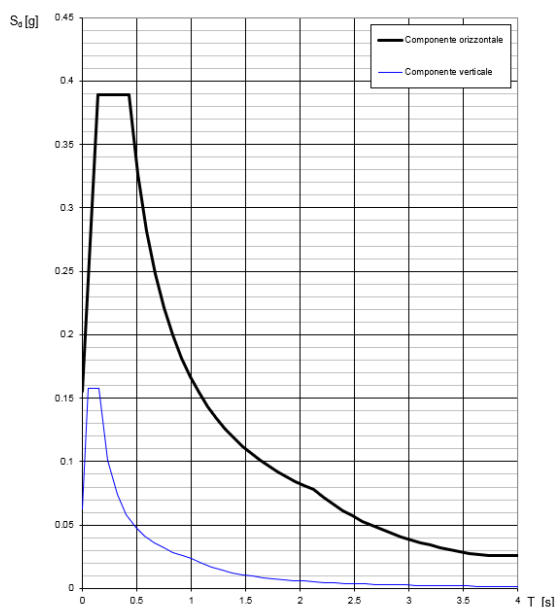
Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_0	0.130 g
F_0	2.499
T_C	0.304 s
S_S	1.200
C_C	1.396
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.200
η	1.000
T_B	0.141 s
T_C	0.424 s
T_D	2.119 s



➤ Calcolo dell'azione Sismica

Per il calcolo delle azioni sismiche si utilizza un'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 7.9.5.5.1 delle NTC
- Per l'azione sismica verticale si adotta $q=1$

4.6.8 Analisi Dinamica Lineare

Per applicare l'analisi statica lineare secondo NTC 7.9.4.1 devono essere soddisfatti i seguenti requisiti :

- per entrambe le direzioni longitudinale e trasversale, in ponti a travate semplicemente appoggiate e purché la massa efficace di ciascuna pila non sia superiore ad 1/5 della massa di impalcato da essa portata;
- nella direzione longitudinale, per ponti rettilinei a travata continua e purché la massa efficace complessiva delle pile facenti parte del sistema resistente al sisma non sia superiore ad 1/5 della massa dell'impalcato;
- nella direzione trasversale, per ponti che soddisfino la condizione b) e siano simmetrici rispetto alla mezzeria longitudinale, o abbiano un'eccentricità non superiore al 5% della lunghezza del ponte. L'eccentricità è la distanza tra baricentro delle masse e centro delle rigidezze delle pile facenti parte del sistema resistente al sisma nella direzione trasversale.

Non essendo soddisfatti i suddetti 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%.

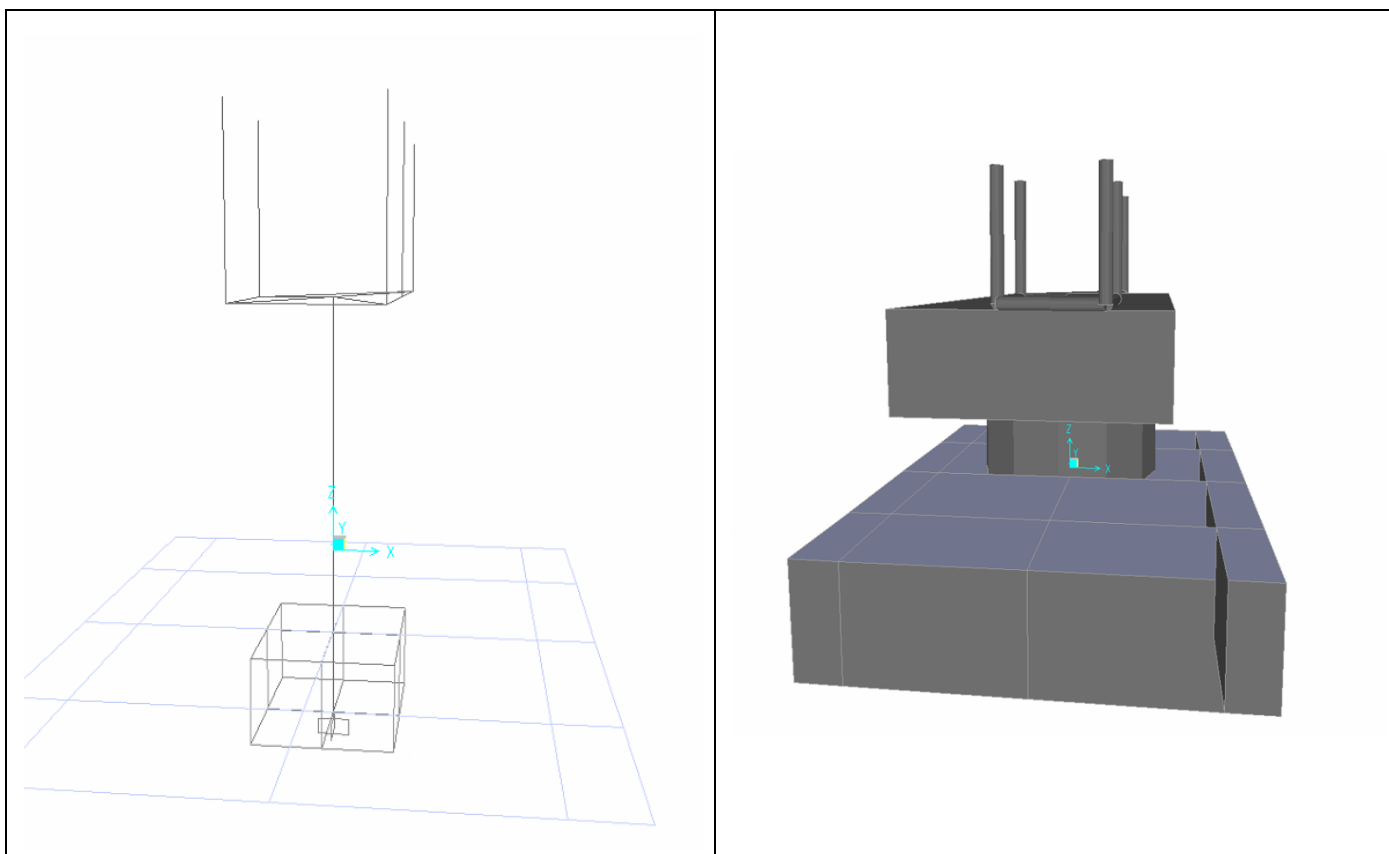
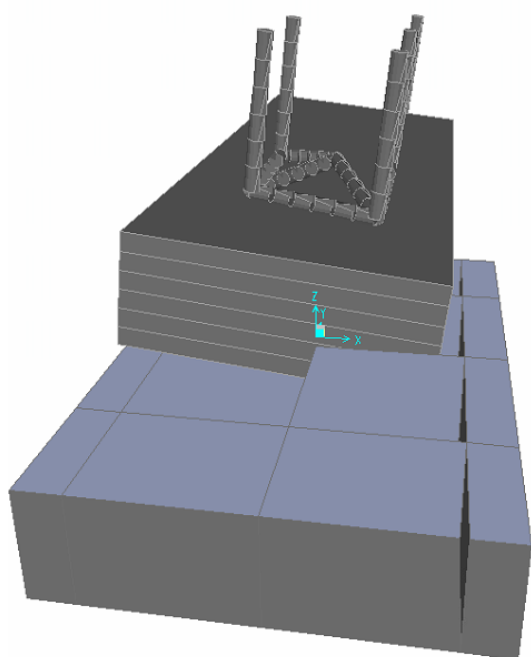


Figura 1: Modello FEM

Si riportano di seguito i risultati della analisi modale:

Deformed Shape (MODAL) - Mode 1 - T = 0.02898; f = 34.50763



Deformed Shape (MODAL) - Mode 2 - T = 0.02894; f = 34.55313

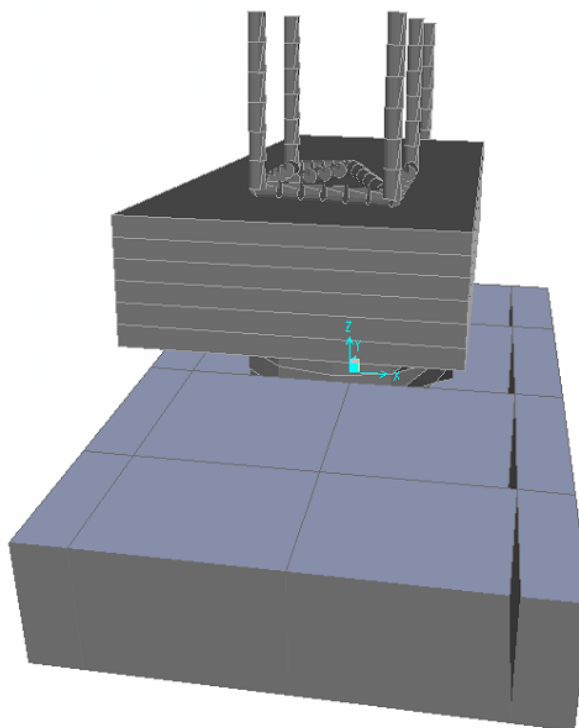


Figura 2: Modello FEM – Analisi Modale (100% rigidezza)

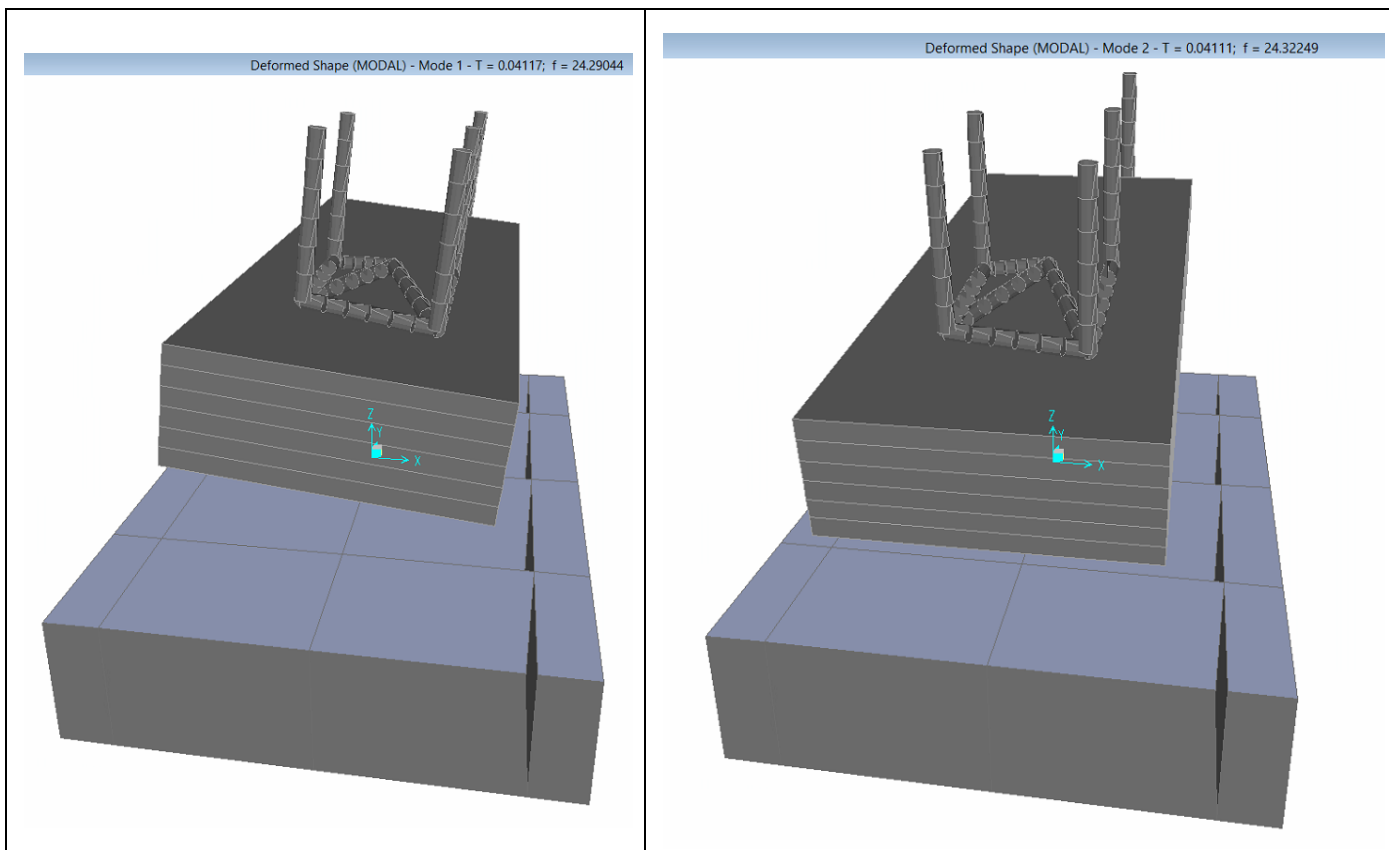


Figura 3: Modello FEM – Analisi Modale (50% rigidezza)

4.6.9 Calcolo delle sollecitazioni in testa pali

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

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

dove

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

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

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

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

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

4.6.10 Riepilogo risultati

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

Per ciascuna combinazione vengono riassunti:

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

SPICCATO PILA: condizione statica								
Descrizione carico	F_z	F_x	F_y	b_{ix}	b_{iv}	b_{iz}	M_x	M_y
	[kN]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]
Pila	8461			0,00	0,00	0	0	0
Vento su pila dir. x		158		0,00	0,00	7,15	0	1128
Vento su pila dir.y			62,9	0,00	0,00	7,15	450	0
INTRADOSSO FONDAZIONE: condizione statica								
Descrizione carico	F_z	F_x	F_y	b_{ix}	b_{iv}	b_{iz}	M_x	M_y
	[kN]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]
Pila	8461			0,00	0,00	0	0	0
Plinto	7360			0,00	0,00	1,25	0,00	0
Rinterro	3120			0,00	0,00	0,00	0,00	0
Vento su pila dir. x		158		0,00	0,00	9,65	0	1522
Vento su pila dir.y			62,9	0,00	0,00	9,65	607	0
INTRADOSSO FONDAZIONE: condizione sismica								
Descrizione carico	F_z	F_x	F_y	b_{ix}	b_{iv}	b_{iz}	M_x	M_y
	[kN]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]
Plinto sisma x		1148		0,00	0,00	1,25	0,00	1435
Plinto sisma y			1148	0,00	0,00	1,25	1435	0
Plinto sisma z	574			0,00	0,00	1,25	0	0
Rinterro sisma z	243			0,00	0,00	0,00	0	0



RADDOPPIO DELLA LINEA GENOVA-VENTIMIGLIA
TRATTA FINALE LIGURE-ANDORA
VI02 - Viadotto su Torrente Maremola/Giustenice da km 71+327 a
km 71+361

Relazione di calcolo pila tipo 6 binario pari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI 02 E5 001	A	41 di 58

4.7 Sollecitazioni

4.7.1 Base Pila

CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE INTERNA ALLA BASE DELLA PILA

		$N_{z,A}$ [kN]	$T_{x,A}$ [kN]	$T_{y,A}$ [kN]	M_{xx} [kNm]	M_{yy} [kNm]	
SLU GEO	$N_{z,A_{max}}$	A2 - SLU - N max gr.1	29843	717	979	9966	15909
	$T_{x,A_{max}}$	A2 - SLU - ML max gr.3	28435	1278	69	2059	21977
	$T_{y,A_{max}}$	A2 - SLU - Vento ponte scarico	23124	78	1263	8556	8428
	$M_{xx_{max}}$	A2 - SLU - N max gr.1	29843	717	979	9966	15909
	$M_{yy_{max}}$	A2 - SLU - ML max gr.3	28435	1278	69	2059	21977
SLU STR	$N_{z,A_{max}}$	A1 - SLU - N max gr.1	37529	820	1130	10737	18799
	$T_{x,A_{max}}$	A1 - SLU - ML max gr.3	35897	1437	80	1626	25583
	$T_{y,A_{max}}$	A1 - SLU - Vento ponte scarico	29736	78	1457	9071	10121
	$M_{xx_{max}}$	A1 - SLU - N max gr.1	37529	820	1130	10737	18799
	$M_{yy_{max}}$	A1 - SLU - ML max gr.3	35897	1437	80	1626	25583
SLE RARA	$N_{z,A_{max}}$	SLE rara - N max gr.1	26756	589	757	6919	13180
	$T_{x,A_{max}}$	SLE rara - ML max gr.3	25630	1034	55	900	18007
	$T_{y,A_{max}}$	SLE rara - N max gr.1	26756	589	757	6919	13180
	$M_{xx_{max}}$	SLE rara - N max gr.1	26756	589	757	6919	13180
	$M_{yy_{max}}$	SLE rara - ML max gr.3	25630	1034	55	900	18007
SI SLE RARA	$T_{x,A_{max}}$	SLE RARA - ML max gr.4	20504	894	88	1241	14910
	$T_{y,A_{max}}$	SLE RARA - N max gr.4	21405	799	735	7068	13068
	$M_{yy_{max}}$	SLE RARA - ML max gr.4	20504	894	88	1241	14910
SI		SLE quasi permanente	21381	78	0	-5832	7195
SLV q=1.5	$N_{z,A_{max}}$	SLV - N max	24156	1376	1721	14552	17872
	$T_{x,A_{max}}$	SLV - ML max gr.1	22741	4093	1721	15867	38897
	$T_{y,A_{max}}$	SLV - MT max gr.1	22966	1376	5686	63451	17681
	$M_{xx_{max}}$	SLV - MT max gr.3	21946	1376	5686	64186	17518
	$M_{yy_{max}}$	SLV - ML max gr.1	22741	4093	1721	15867	38897
SLV q=1.36	$N_{z,A_{max}}$	SLV - N max	24156	1496	1896	24320	18795
	$T_{x,A_{max}}$	SLV - ML max gr.1	22741	4493	1896	24327	41974
	$T_{y,A_{max}}$	SLV - MT max gr.1	22966	1496	6269	77308	18605
	$M_{xx_{max}}$	SLV - MT max gr.1	22966	1496	6269	77308	18605
	$M_{yy_{max}}$	SLV - ML max gr.1	22741	4493	1896	24327	41974
SLV q=1	$N_{z,A_{max}}$	SLV - N max	24156	1958	2571	24847	22356
	$T_{x,A_{max}}$	SLV - ML max gr.1	22741	6034	2571	26162	53843
	$T_{y,A_{max}}$	SLV - MT max gr.1	22966	1958	8518	97768	22165
	$M_{xx_{max}}$	SLV - MT max gr.3	21946	1958	8518	98502	22002
	$M_{yy_{max}}$	SLV - ML max gr.1	22741	6034	2571	26162	53843

Tabella 3 – Sollecitazioni della base della pila – Analisi Statica

TABLE: Section Cut Forces - Analysis

SectionCut	OutputCase	CaseType	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
base pila	EX_3	Combination	Max	589,632	177,297	18211,023	-6862,1135	-5188,2199	-0,0006192
base pila	EX_3	Combination	Min	-589,637	-177,307	18211,023	-8685,5274	-11262,8533	-0,0021
base pila	EX_2	Combination	Max	589,632	177,297	18211,023	-6862,1135	-5188,2199	-0,0006192
base pila	EX_2	Combination	Min	-589,637	-177,307	18211,023	-8685,5274	-11262,8533	-0,0021
base pila	EX_1	Combination	Max	589,632	177,297	18211,023	-6862,1135	-5188,2199	-0,0006192
base pila	EX_1	Combination	Min	-589,637	-177,307	18211,023	-8685,5274	-11262,8533	-0,0021
base pila	EX_4	Combination	Max	589,632	177,297	18211,023	-6862,1135	-5188,2199	-0,0006192
base pila	EX_4	Combination	Min	-589,637	-177,307	18211,023	-8685,5274	-11262,8533	-0,0021
base pila	EY_1	Combination	Max	176,891	590,991	18211,023	-4734,8517	-7314,3254	-0,0008125
base pila	EY_1	Combination	Min	-176,896	-591,002	18211,022	-10812,7893	-9136,7479	-0,0019
base pila	EY_2	Combination	Max	176,891	590,991	18211,023	-4734,8517	-7314,3254	-0,0008125
base pila	EY_2	Combination	Min	-176,896	-591,002	18211,022	-10812,7893	-9136,7479	-0,0019
base pila	EY_3	Combination	Max	176,891	590,991	18211,023	-4734,8517	-7314,3254	-0,0008125
base pila	EY_3	Combination	Min	-176,896	-591,002	18211,022	-10812,7893	-9136,7479	-0,0019
base pila	EY_4	Combination	Max	176,891	590,991	18211,023	-4734,8517	-7314,3254	-0,0008125
base pila	EY_4	Combination	Min	-176,896	-591,002	18211,022	-10812,7893	-9136,7479	-0,0019

Tabella 4 – Sollecitazioni della base della pila Dinamica 50%(EI)
TABLE: Section Cut Forces - Analysis

SectionCut	OutputCase	CaseType	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
base pila	EX_3	Combination	Max	589,632	177,297	18211,023	-6862,1135	-5188,2199	-0,0006192
base pila	EX_3	Combination	Min	-589,637	-177,307	18211,023	-8685,5274	-11262,8533	-0,0021
base pila	EX_2	Combination	Max	589,632	177,297	18211,023	-6862,1135	-5188,2199	-0,0006192
base pila	EX_2	Combination	Min	-589,637	-177,307	18211,023	-8685,5274	-11262,8533	-0,0021
base pila	EX_1	Combination	Max	589,632	177,297	18211,023	-6862,1135	-5188,2199	-0,0006192
base pila	EX_1	Combination	Min	-589,637	-177,307	18211,023	-8685,5274	-11262,8533	-0,0021
base pila	EX_4	Combination	Max	589,632	177,297	18211,023	-6862,1135	-5188,2199	-0,0006192
base pila	EX_4	Combination	Min	-589,637	-177,307	18211,023	-8685,5274	-11262,8533	-0,0021
base pila	EY_1	Combination	Max	176,891	590,991	18211,023	-4734,8517	-7314,3254	-0,0008125
base pila	EY_1	Combination	Min	-176,896	-591,002	18211,022	-10812,7893	-9136,7479	-0,0019
base pila	EY_2	Combination	Max	176,891	590,991	18211,023	-4734,8517	-7314,3254	-0,0008125
base pila	EY_2	Combination	Min	-176,896	-591,002	18211,022	-10812,7893	-9136,7479	-0,0019
base pila	EY_3	Combination	Max	176,891	590,991	18211,023	-4734,8517	-7314,3254	-0,0008125
base pila	EY_3	Combination	Min	-176,896	-591,002	18211,022	-10812,7893	-9136,7479	-0,0019
base pila	EY_4	Combination	Max	176,891	590,991	18211,023	-4734,8517	-7314,3254	-0,0008125
base pila	EY_4	Combination	Min	-176,896	-591,002	18211,022	-10812,7893	-9136,7479	-0,0019

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.



RADDOPPIO DELLA LINEA GENOVA-VENTIMIGLIA
TRATTA FINALE LIGURE-ANDORA
VI02 - Viadotto su Torrente Maremola/Giustenice da km 71+327 a
km 71+361

Relazione di calcolo pila tipo 6 binario pari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI 02 E5 001	A	44 di 58

4.7.2 *Plinto di fondazione*

Nella tabella che segue sono indicati la risultante e momento risultante rispetto al baricentro del plinto di fondazione.

CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE INTERNA INTRADOSSO FONDAZIONE

		Nz,A	Tx,A	Ty,A	Mxx	Myy	
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	
SLU GEO	Nz,A _{max}	A2 - SLU - N max gr.1	41259	717	979	12413	17703
	Tx,A _{max}	A2 - SLU - ML max gr.3	39852	1278	69	2231	25172
	Ty,A _{max}	A2 - SLU - Vento ponte scarico	34540	78	1263	11713	8622
	Mxx _{max}	A2 - SLU - N max gr.1	41259	717	979	12413	17703
	Myy _{max}	A2 - SLU - ML max gr.3	39852	1278	69	2231	25172
SLU STR	Nz,A _{max}	A1 - SLU - N max gr.1	52146	820	1130	13563	20848
	Tx,A _{max}	A1 - SLU - ML max gr.3	50513	1437	80	1825	29175
	Ty,A _{max}	A1 - SLU - Vento ponte scarico	44352	78	1457	12713	10315
	Mxx _{max}	A1 - SLU - N max gr.1	52146	820	1130	13563	20848
	Myy _{max}	A1 - SLU - ML max gr.3	50513	1437	80	1825	29175
SLE RARA	Nz,A _{max}	SLE rara - N max gr.1	37236	589	757	8812	14653
	Tx,A _{max}	SLE rara - ML max gr.3	36110	1034	55	1037	20592
	Ty,A _{max}	SLE rara - N max gr.1	37236	589	757	8812	14653
	Mxx _{max}	SLE rara - N max gr.1	37236	589	757	8812	14653
	Myy _{max}	SLE rara - ML max gr.3	36110	1034	55	1037	20592
SLE FREC	Tx,A _{max}	SLE RARA.- ML max gr.4	28888	894	88	1461	17145
	Ty,A _{max}	SLE RARA.- N max gr.4	29789	799	735	8906	15067
	Myy _{max}	SLE RARA.- ML max gr.4	28888	894	88	1461	17145
SI		SLE quasi permanente	31861	78	0	-5832	7389
SLV q=1.5	Nz,A _{max}	SLV - N max	35454	1720	2066	19285	21742
	Tx,A _{max}	SLV - ML max gr.1	33466	5241	2066	20601	50565
	Ty,A _{max}	SLV - MT max gr.1	33691	1720	6834	79102	21551
	Mxx _{max}	SLV - MT max gr.3	32181	1720	6834	79836	21388
	Myy _{max}	SLV - ML max gr.1	33466	5241	2066	20601	50565
SLV q=1.36	Nz,A _{max}	SLV - N max	35454	1840	2241	29491	22965
	Tx,A _{max}	SLV - ML max gr.1	33466	5641	2241	29498	54641
	Ty,A _{max}	SLV - MT max gr.1	33691	1840	7417	94416	22774
	Mxx _{max}	SLV - MT max gr.1	33691	1840	7417	94416	22774
	Myy _{max}	SLV - ML max gr.1	33466	5641	2241	29498	54641
SLV q=1	Nz,A _{max}	SLV - N max	35454	2302	2915	31704	27681
	Tx,A _{max}	SLV - ML max gr.1	33466	7182	2915	33020	70363
	Ty,A _{max}	SLV - MT max gr.1	33691	2302	9666	120498	27491
	Mxx _{max}	SLV - MT max gr.3	32181	2302	9666	121232	27328
	Myy _{max}	SLV - ML max gr.1	33466	7182	2915	33020	70363

Tabella 6 – Sollecitazioni ad intradosso del baricentro fondazione

TABLE: Section Cut Forces - Analysis

SectionCut	OutputCase	CaseType	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
base pila	EX_3	Combination	Max	589,632	177,297	18211,023	-6862,1135	-5188,2199	-0,0006192
base pila	EX_3	Combination	Min	-589,637	-177,307	18211,023	-8685,5274	-11262,8533	-0,0021
base pila	EX_2	Combination	Max	589,632	177,297	18211,023	-6862,1135	-5188,2199	-0,0006192
base pila	EX_2	Combination	Min	-589,637	-177,307	18211,023	-8685,5274	-11262,8533	-0,0021
base pila	EX_1	Combination	Max	589,632	177,297	18211,023	-6862,1135	-5188,2199	-0,0006192
base pila	EX_1	Combination	Min	-589,637	-177,307	18211,023	-8685,5274	-11262,8533	-0,0021
base pila	EX_4	Combination	Max	589,632	177,297	18211,023	-6862,1135	-5188,2199	-0,0006192
base pila	EX_4	Combination	Min	-589,637	-177,307	18211,023	-8685,5274	-11262,8533	-0,0021
base pila	EY_1	Combination	Max	176,891	590,991	18211,023	-4734,8517	-7314,3254	-0,0008125
base pila	EY_1	Combination	Min	-176,896	-591,002	18211,022	-10812,7893	-9136,7479	-0,0019
base pila	EY_2	Combination	Max	176,891	590,991	18211,023	-4734,8517	-7314,3254	-0,0008125
base pila	EY_2	Combination	Min	-176,896	-591,002	18211,022	-10812,7893	-9136,7479	-0,0019
base pila	EY_3	Combination	Max	176,891	590,991	18211,023	-4734,8517	-7314,3254	-0,0008125
base pila	EY_3	Combination	Min	-176,896	-591,002	18211,022	-10812,7893	-9136,7479	-0,0019
base pila	EY_4	Combination	Max	176,891	590,991	18211,023	-4734,8517	-7314,3254	-0,0008125
base pila	EY_4	Combination	Min	-176,896	-591,002	18211,022	-10812,7893	-9136,7479	-0,0019

Tabella 7 – Sollecitazioni intradosso fondazione - Dinamica 100%(EI)
TABLE: Section Cut Forces - Analysis

SectionCut	OutputCase	CaseType	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
base pila	EX_3	Combination	Max	589,632	177,297	18211,023	-6862,1135	-5188,2199	-0,0006192
base pila	EX_3	Combination	Min	-589,637	-177,307	18211,023	-8685,5274	-11262,8533	-0,0021
base pila	EX_2	Combination	Max	589,632	177,297	18211,023	-6862,1135	-5188,2199	-0,0006192
base pila	EX_2	Combination	Min	-589,637	-177,307	18211,023	-8685,5274	-11262,8533	-0,0021
base pila	EX_1	Combination	Max	589,632	177,297	18211,023	-6862,1135	-5188,2199	-0,0006192
base pila	EX_1	Combination	Min	-589,637	-177,307	18211,023	-8685,5274	-11262,8533	-0,0021
base pila	EX_4	Combination	Max	589,632	177,297	18211,023	-6862,1135	-5188,2199	-0,0006192
base pila	EX_4	Combination	Min	-589,637	-177,307	18211,023	-8685,5274	-11262,8533	-0,0021
base pila	EY_1	Combination	Max	176,891	590,991	18211,023	-4734,8517	-7314,3254	-0,0008125
base pila	EY_1	Combination	Min	-176,896	-591,002	18211,022	-10812,7893	-9136,7479	-0,0019
base pila	EY_2	Combination	Max	176,891	590,991	18211,023	-4734,8517	-7314,3254	-0,0008125
base pila	EY_2	Combination	Min	-176,896	-591,002	18211,022	-10812,7893	-9136,7479	-0,0019
base pila	EY_3	Combination	Max	176,891	590,991	18211,023	-4734,8517	-7314,3254	-0,0008125
base pila	EY_3	Combination	Min	-176,896	-591,002	18211,022	-10812,7893	-9136,7479	-0,0019
base pila	EY_4	Combination	Max	176,891	590,991	18211,023	-4734,8517	-7314,3254	-0,0008125
base pila	EY_4	Combination	Min	-176,896	-591,002	18211,022	-10812,7893	-9136,7479	-0,0019

Tabella 8 – Sollecitazioni intradosso fondazione - Dinamica 50%(EI)

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

4.8 Pali di fondazione

Le sollecitazioni risultanti sono riportati nelle seguenti tabelle:

GEO 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
A2 - SLU - N max gr.1	41259	717	979	14958	15158	4380	2496	101
A2 - SLU - MT max gr.1	41259	717	979	14958	15158	4380	2496	101
A2 - SLU - ML max gr.1	39852	840	138	3575	20352	4127	2515	71
A2 - SLU - N max gr.3	41259	1155	910	13793	25168	4695	2181	123
A2 - SLU - MT max gr.3	41259	1155	910	13793	25168	4695	2181	123
A2 - SLU - ML max gr.3	39852	1278	69	2409	24993	4256	2386	107
A2 - SLU - Vento ponte scarico	34540	78	1263	14996	5339	3480	2276	105
A2 - SLU Gmin - N max gr.1	41259	717	979	14958	19568	4533	2343	101
A2 - SLU Gmin - MT max gr.1	41259	717	979	14958	19568	4533	2343	101
A2 - SLU Gmin - ML max gr.1	39852	840	138	3575	22895	4215	2427	71
A2 - SLU Gmin - N max gr.3	41259	1155	910	13793	25168	4695	2181	123
A2 - SLU Gmin - MT max gr.3	41259	1155	910	13793	25168	4695	2181	123
A2 - SLU Gmin - ML max gr.3	39852	1278	69	2409	28495	4377	2265	107
A2 - SLU Gmin - Vento ponte scarico	34540	78	1263	14996	5339	3480	2276	105
						4695	2181	123

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

STR 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
A1 - SLU - N max gr.1	52146	820	1130	16501	18717	5454	3237	116
A1 - SLU - MT max gr.1	52146	820	1130	16501	18717	5454	3237	116
A1 - SLU - ML max gr.1	50513	962	160	3384	21829	5061	3358	81
A1 - SLU - N max gr.3	52146	1295	1050	15149	29061	5775	2916	139
A1 - SLU - MT max gr.3	52146	1295	1050	15149	29061	5775	2916	139
A1 - SLU - ML max gr.3	50513	1437	80	2032	25439	5149	3270	120
A1 - SLU - Vento ponte scarico	44352	78	1457	16502	10113	4506	2886	122
A1 - SLU Gmin - N max gr.1	52146	820	1130	16501	22979	5602	3089	116
A1 - SLU Gmin - MT max gr.1	52146	820	1130	16501	22979	5602	3089	116
A1 - SLU Gmin - ML max gr.1	50513	962	160	3384	26829	5235	3184	81
A1 - SLU Gmin - N max gr.3	52146	1295	1050	15149	29061	5775	2916	139
A1 - SLU Gmin - MT max gr.3	52146	1295	1050	15149	29061	5775	2916	139
A1 - SLU Gmin - ML max gr.3	50513	1437	80	2032	32911	5409	3010	120
A1 - SLU Gmin - Vento ponte scarico	44352	78	1457	16502	10113	4506	2886	122
						5775	2886	139

Tabella 10 – Sollecitazioni massime sul singolo palo C.C. STR SLU

SIS MI Q 1,36 SOLL. TOTALI NEL BARICENTRO DELLA PALIFICATA

C.C.	N	T _x	T _y	M _x	M _y	N _{max/palo}	N _{min/palo}	T _{/palo}
n°	kN	kN	kN	kNm	kNm	kN	kN	kN
SLV - N max	35454	1840	2241	35316	27749	4899	1010	242
SLV - MT max gr.1	33691	1840	7417	113701	27558	6923	-1308	637
SLV - ML max gr.1	33466	5641	2241	35324	69308	6177	-599	506
SLV - MT max gr.3	32181	1840	7417	113701	27395	6791	-1428	637
SLV - ML max gr.3	31956	5641	2241	35324	69144	6045	-719	506
SLV - N min	30419	1840	2241	35316	27205	4461	609	242
						6923	-1428	637

Tabella 11 – Sollecitazioni massime sul singolo palo C.C. SLV q=1.36

SIS MI 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
SLV - N max	35454	2302	2915	39284	33668	5215	694	310
SLV - MT max gr.1	33691	2302	9666	145630	33477	8015	-2400	828
SLV - ML max gr.1	33466	7182	2915	40599	89037	7008	-1430	646
SLV - MT max gr.3	32181	2302	9666	146364	33314	7904	-2541	828
SLV - ML max gr.3	31956	7182	2915	41334	88874	6897	-1571	646
SLV - N min	30419	2302	2915	41732	33124	4844	226	310
						8015	-2541	828

Tabella 12 – Sollecitazioni massime sul singolo palo C.C. SLV q=1

SLE RARA 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	37236	589	757	10780	13121	3858	2348	80
SLE rara - MT max gr.1	37236	589	757	10780	13121	3858	2348	80
SLE rara - ML max gr.1	36110	684	110	2112	15244	3597	2421	58
SLE rara - N max gr.3	37236	939	702	9848	20665	4094	2112	98
SLE rara - MT max gr.3	37236	939	702	9848	20665	4094	2112	98
SLE rara - ML max gr.3	36110	1034	55	1180	17904	3664	2355	86
SLE rara - Vento ponte scarico	31861	47	608	4331	6951	3017	2293	51
						4094	2112	98

Tabella 13 – Sollecitazioni massime sul singolo palo C.C. SLE

SLE RARA GR 4 SOLL. TOTALI NEL BARICENTRO DELLA PALIFICATA

C.C. n°	N kN	T _x kN	T _y kN	M _x kNm	M _y kNm	N _{max/palo} kN	N _{min/palo} kN	T _{/palo} kN
SLE RARA.- N max gr.4	29789	799	735	10817	12988	3234	1731	91
SLE RARA.- MT max gr.4	29789	799	735	10817	12988	3234	1731	91
SLE RARA.- ML max gr.4	28888	894	88	1690	14820	2969	1846	75
						3234	1731	91

Tabella 14 – Sollecitazioni massime sul singolo palo C.C. SLE RARA GR 4

4.9 Verifiche degli elementi strutturali

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

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

4.9.1 Pila

Taglio di progetto:

Relazione di calcolo pila tipo 6 binario pari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI 02 E5 001	A	51 di 58

Direzione		Long.(Myy,Tx)	Trasv(Mxx,Ty)	
Altezza pila	H	7,7	7,7	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	6034	8518	kN
Momento agente (q=1)	M	53843	97768	kN*m
Taglio agente (con q)	VEd	4093	5686	kN
Momento agente (con q)	MEd	38897	63451	kN*m
Momento Resistente	MRd	163220,63	104749,35	kN*m
Rapporto di sovrarresistenza	MRd/MEd	4,20	1,65	
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	6034	8518	kN
Taglio di progetto per la gerarchia della resistenza (eq. 7.9.12)	Vgr	17176	9387	kN
Taglio di progetto per la gerarchia della resistenza filtrato (eq. 7.9.12)	Vgr	6034	8518	kN
fattore di sicurezza aggiuntivo per la resistenza a taglio (eq. 7.9.10)	γ_{Bd}	1	1,25	
fattore di sicurezza aggiuntivo per la resistenza a taglio filtrato (eq. 7.9.10)	γ_{Bd}	1	1,25	
Riassumendo				
Taglio di calcolo	Vgr	6034	8518	kN
fattore di sicurezza aggiuntivo filtrato (eq. 7.9.10)	γ_{Bd}	1,23	1,25	
Angolo inclinazione bielle compresse	Teta	da calc.	da calc.	

La sezione è armata con:

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

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.8 MPa
	Resis. compr. ridotta fcd':	9.4 MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	33643.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.10 MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	18.3 MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	18.3 MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.200 mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	13.3 MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200 mm
	ACCIAIO -	Tipo:
Resist. caratt. snervam. fyk:		450.0 MPa
Resist. caratt. rottura ftk:		450.0 MPa

Relazione di calcolo pila tipo 6 binario pari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI 02 E5 001	A	52 di 58

Resist. snerv. di progetto fyd:	391.3	MPa
Resist. ultima di progetto ftd:	391.3	MPa
Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm ²
Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00	
Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50	
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	337.50	MPa

CARATTERISTICHE DOMINIO CALCESTRUZZO

Forma del Dominio: Circolare
Classe Calcestruzzo: C32/40

Raggio circ.: 225.0 cm
X centro circ.: 0.0 cm
Y centro circ.: 0.0 cm

DATI GENERAZIONI CIRCOLARI DI BARRE

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

N°Gen.	Xcentro	Ycentro	Raggio	N°Barre	\emptyset
1	0.0	0.0	210.0	120	30
2	0.0	0.0	200.0	120	30

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	29843.00	9966.00	15909.00	979.00	717.00
2	28435.00	2059.00	21977.00	69.00	1278.00
3	23124.00	8556.00	8428.00	1263.00	78.00
4	29843.00	9966.00	15909.00	979.00	717.00
5	28435.00	2059.00	21977.00	69.00	1278.00
6	37529.00	10737.00	18799.00	1130.00	820.00
7	35897.00	1626.00	25583.00	80.00	1437.00

Relazione di calcolo pila tipo 6 binario pari	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	IV01	00	D 09 CL	VI 02 E5 001	A	53 di 58

8	29736.00	9071.00	10121.00	1457.00	78.00
9	37529.00	10737.00	18799.00	1130.00	820.00
10	35897.00	1626.00	25583.00	80.00	1437.00

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

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

N°Comb.	N	Mx	My
1	26756.00	6919.00	13180.00
2	25630.00	900.00	18007.00
3	26756.00	6919.00	13180.00
4	26756.00	6919.00	13180.00
5	25630.00	900.00	18007.00

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	20504.00	1241.00 (18334.20)	14910.00 (220276.31)
2	21405.00	7068.00 (144380.00)	13068.00 (266943.67)
3	20504.00	1241.00 (18334.20)	14910.00 (220276.31)

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	21381.00	-5832.00 (0.00)	7195.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

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.)

Relazione di calcolo pila tipo 6 binario pari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI 02 E5 001	A	54 di 58

Mx Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Totale	Area totale barre longitudinali [cm ²]. [Tra parentesi il valore minimo di normativa]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	29843.00	9966.00	15909.00	29843.16	83378.44	133113.41	8.37	1696.5(477.1)
2	S	28435.00	2059.00	21977.00	28434.86	14489.77	154828.92	7.04	1696.5(477.1)
3	S	23124.00	8556.00	8428.00	23124.02	106448.18	104839.77	12.44	1696.5(477.1)
4	S	29843.00	9966.00	15909.00	29843.16	83378.44	133113.41	8.37	1696.5(477.1)
5	S	28435.00	2059.00	21977.00	28434.86	14489.77	154828.92	7.04	1696.5(477.1)
6	S	37529.00	10737.00	18799.00	37529.16	81954.68	143476.56	7.63	1696.5(477.1)
7	S	35897.00	1626.00	25583.00	35897.14	10372.81	163220.63	6.38	1696.5(477.1)
8	S	29736.00	9071.00	10121.00	29736.19	104749.35	116875.45	11.55	1696.5(477.1)
9	S	37529.00	10737.00	18799.00	37529.16	81954.68	143476.56	7.63	1696.5(477.1)
10	S	35897.00	1626.00	25583.00	35897.14	10372.81	163220.63	6.38	1696.5(477.1)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del calcestruzzo 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	190.7	-141.7	0.00308	176.1	114.4	-0.00852	-176.1	-114.4
2	0.00350	224.0	107.0	0.00308	208.8	22.0	-0.00868	-208.8	-22.0
3	0.00350	157.9	18.7	0.00306	148.5	148.5	-0.00936	-148.5	-148.5
4	0.00350	190.7	104.6	0.00308	176.1	114.4	-0.00852	-176.1	-114.4
5	0.00350	224.0	11.2	0.00308	208.8	22.0	-0.00868	-208.8	-22.0
6	0.00350	195.4	111.6	0.00311	181.9	105.0	-0.00769	-181.9	-105.0
7	0.00350	224.5	14.3	0.00311	209.7	11.0	-0.00785	-209.7	-11.0
8	0.00350	167.6	150.2	0.00309	156.1	140.5	-0.00853	-156.1	-140.5
9	0.00350	195.4	111.6	0.00311	181.9	105.0	-0.00769	-181.9	-105.0
10	0.00350	224.5	14.3	0.00311	209.7	11.0	-0.00785	-209.7	-11.0

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	0.000023410	0.000014665	-0.002715327	----	----
2	0.000027883	0.000002612	-0.002801092	----	----
3	0.000020742	0.000021057	-0.003150431	----	----
4	0.000023410	0.000014665	-0.002715327	----	----
5	0.000027883	0.000002612	-0.002801092	----	----
6	0.000022333	0.000012756	-0.002286849	----	----

Relazione di calcolo pila tipo 6 binario pari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI 02 E5 001	A	55 di 58

7	0.000026049	0.000001656	-0.002372809	----	----
8	0.000020594	0.000018458	-0.002722469	----	----
9	0.000022333	0.000012756	-0.002286849	----	----
10	0.000026049	0.000001656	-0.002372809	----	----

VERIFICHE A TAGLIO

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 calcestruzzo [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] La resistenza dei pilastri è calcolata assumendo il valore di z (coppia interna) I pesi della media sono le lunghezze delle strisce. (Sono escluse le strisce totalmente non compresse).
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 calcestruzzo
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	1127.35	47108.36	25854.94376.3	336.6	392.6	2.500	1.100	3.4	78.5(0.0)
2	S	1278.86	47005.58	25904.59376.3	337.3	392.6	2.500	1.095	3.9	78.5(0.0)
3	S	954.52	46075.82	26231.57378.3	341.5	386.3	2.500	1.077	2.9	78.5(0.0)
4	S	1127.35	47108.36	25854.94376.3	336.6	392.6	2.500	1.100	3.4	78.5(0.0)
5	S	1278.86	47005.58	25904.59376.3	337.3	392.6	2.500	1.095	3.9	78.5(0.0)
6	S	1272.47	48278.72	25411.43373.8	330.9	400.0	2.500	1.126	3.9	78.5(0.0)
7	S	1439.18	48045.03	25503.69374.3	332.0	398.5	2.500	1.120	4.4	78.5(0.0)
8	S	1030.52	47101.41	25855.90376.3	336.7	392.6	2.500	1.099	3.1	78.5(0.0)
9	S	1272.47	48278.72	25411.43373.8	330.9	400.0	2.500	1.126	3.9	78.5(0.0)
10	S	1439.18	48045.03	25503.69374.3	332.0	398.5	2.500	1.120	4.4	78.5(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 calcestruzzo [MPa]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Ss min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [MPa]
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Ss 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	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	2.76	199.2	0.0	3.4	-187.1	-95.3	----	----
2	S	2.99	224.7	0.0	-1.6	-209.7	-11.0	906	21.2
3	S	2.76	199.2	0.0	3.4	-187.1	-95.3	----	----
4	S	2.76	199.2	0.0	3.4	-187.1	-95.3	----	----
5	S	2.99	224.7	0.0	-1.6	-209.7	-11.0	906	21.2

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

Ver.	La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a fctm
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 = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]

Relazione di calcolo pila tipo 6 binario pari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI 02 E5 001	A	56 di 58

k_t = 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb. frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
 k_2 = 0.5 per flessione; $= (e_1 + e_2) / (2 \cdot e_1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
 k_3 = 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
 k_4 = 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
 \emptyset Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace $A_{c\text{ eff}}$ [eq.(7.11)EC2]
 C_f 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]
 $s_r\text{ max}$ Massima distanza tra le fessure [mm]
 w_k Apertura fessure in mm calcolata = $s_r \max^*(e_{sm} - e_{cm})$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
 $M_x\text{ fess.}$ Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
 $M_y\text{ fess.}$ Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	\emptyset	Cf	$e_{sm} - e_{cm}$	$s_r\text{ max}$	wk	$M_x\text{ fess.}$	$M_y\text{ fess.}$
1	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	----	0.000 (0.20)	0.00	0.00
2	S	-0.00002	0.00000	0.500	30.0	135	0.00000 (0.00000)	677	0.003 (0.20)	13750.23	275111.46
3	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	----	0.000 (0.20)	0.00	0.00
4	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	----	0.000 (0.20)	0.00	0.00
5	S	-0.00002	0.00000	0.500	30.0	135	0.00000 (0.00000)	677	0.003 (0.20)	13750.23	275111.46

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	2.44	224.2	0.0	-2.0	-208.8	-22.0	1103	28.3
2	S	2.48	197.9	0.0	-1.0	-187.1	-95.3	1107	28.3
3	S	2.44	224.2	0.0	-2.0	-208.8	-22.0	1103	28.3

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

Comb.	Ver	e1	e2	k2	\emptyset	Cf	$e_{sm} - e_{cm}$	$s_r\text{ max}$	wk	$M_x\text{ fess.}$	$M_y\text{ fess.}$
1	S	-0.00002	0.00000	0.500	30.0	135	0.00001 (0.00001)	658	0.004 (0.20)	18334.20	220276.31
2	S	-0.00001	0.00000	0.500	30.0	135	0.00000 (0.00000)	659	0.002 (0.20)	144380.00	266943.67
3	S	-0.00002	0.00000	0.500	30.0	135	0.00001 (0.00001)	658	0.004 (0.20)	18334.20	220276.31

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	1.98	174.8	0.0	5.9	-163.2	132.2	----	----

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

Comb.	Ver	e1	e2	k2	\emptyset	Cf	$e_{sm} - e_{cm}$	$s_r\text{ max}$	wk	$M_x\text{ fess.}$	$M_y\text{ fess.}$
1	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	----	0.000 (0.20)	0.00	0.00

4.9.2 Zattera di fondazione

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

Si vedano i paragrafi precedenti da cui risulta :

$$N_{\max} = 5775 \text{ kN (CC. SLU)}$$

$$N_{\max} = 6923 \text{ kN (CC. SLV } q=1.36)$$

$$T_{\max} = 637 \text{ kN (CC. SLV } q=1.36)$$

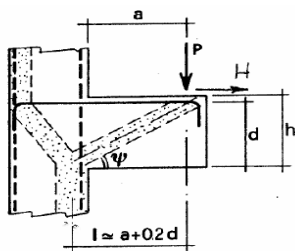
Il plinto fondazione è stato verificato ipotizzando un meccanismo di tirante puntone. Si riporta di seguito la verifica. La larghezza di diffusione è stata valutata in corrispondenza del filo esterno della pila, mediante una diffusione a 45° a partire dal piano medio del palo, mentre l'altezza della 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.

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.

VERIFICA MENSOLE TOZZE - MECCANISMO TIRANTE PUNTONE

VERIFICA - MECCANISMO TIRANTE PUNTONE.



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

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

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

Pr : Portanza mensola in termini di resistenza della Biella compressa

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

CONDIZIONI DI VERIFICA

$$1 \quad P_R \geq P_{Ed}$$

$$2 \quad \quad \geq P_{Rs}$$

Dati di progetto

b(m) =	2,80	m	dimensione trasversale verifica
P _{Ed} (KN) =	6923,00	KN	Carico complessivo VERTICALE sulla fascia di dimensione b
H _{Ed} (KN) =	637,00	KN	Carico complessivo ORIZZONTALE sulla fascia di dimensione b
a(m) =	4,24	m	distanza P da incastro
h(m) =	2,50	m	spessore mensola
δ(m) =	0,10	m	copriferro riferito al baricentro delle armature compressive in trazione
d(m) =	2,40	m	altezza utile
l(m) =	4,72	m	a+0,2d
λ =	2,19		λ = ctg ψ ≈ l / (0,9d)

Tipo di mensola (Valutazione coefficiente c)

sbalzi di piastre (no staffatura)	▼
c(m) =	1,00

Caratteristiche Materiali

f _{cd} =	18,1	MPa	Calcestruzzo
f _{yd} =	391,0	MPa	Acciaio

Caratteristiche Armature di Progetto

Registro tipo	R1				
n° R1 =	1	φ1(mm) =	26,0	p1(cm) =	10,0
A _φ i (mm ²) =	530,93	nb tot 1 =	28,0	A _φ TOT (mm ²) =	14866,00
				A _φ CAL(mm ²) =	14866,00
Registro tipo	R2				
n° R2 =	1	φ2(mm) =	26,0	p2(cm) =	10,0
A _φ i (mm ²) =	530,93	nb tot 2 =	28,0	A _φ TOT (mm ²) =	14866,00
				A _φ CAL(mm ²) =	14866,00
Registro tipo	R3				
n° R3 =	1	φ3(mm) =	26,0	p3(cm) =	10,0
A _φ i (mm ²) =	530,93	nb tot 3 =	28,0	A _φ TOT (mm ²) =	14866,00
				A _φ CAL(mm ²) =	14866,00

Verifiche di resistenza

ψ = **0,429** rad = **24,59** °

P_{Rs} = **7688,5** KN PR_s > P_{Ed} - Verifica Soddisfatta

P_{Rc} = **8438,6** KN P_{Rc} > P_{Rs} - Verifica Soddisfatta