

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO

U.O. OPERE CIVILI E GESTIONE VARIANTI

PROGETTO DEFINITIVO

RADDOPPIO DELLA TRATTA GIAMPILIERI – FIUMEFREDDO

Lotto 2: Taormina (e) – Giampileri (e)

OPERE PRINCIPALI - PONTI E VIADOTTI

Relazione di calcolo pile e fondazioni P8

SCALA:

-

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

RS2S 02 D 09 CL VI0505 002 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione Esecutiva	Seteco	Gen. 2018	A. Ferri	Gen. 2018	P. Carlesimo	Gen. 2018	A. Vittozzi Gennaio 2018

INDICE

1	PREMESSA	4
1.1	SCOPO DEL DOCUMENTO	4
1.2	DESCRIZIONE DELL'OPERA.....	4
2	RIFERIMENTI NORMATIVI.....	7
3	MATERIALI	8
3.1	CALCESTRUZZO	8
3.2	ACCIAIO PER STRUTTURE IN CONGLOMERATO CEMENTIZIO.....	8
4	ANALISI DEI CARICHI	9
4.1	CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI (G1)	9
4.1.1	<i>Peso proprio pila.....</i>	9
4.2	AZIONI CLIMATICHE (VENTO)	10
4.3	AZIONE DEL VENTO APPLICATA DIRETTAMENTE SULLA PILA	10
4.4	AZIONE SISMICA (E).....	13
5	COMBINAZIONE DEI CARICHI E MODELLO DI CALCOLO	15
5.1	COMBINAZIONE SLU	15
5.2	COMBINAZIONI SLE.....	18
5.3	MODELLI DI CALCOLO.....	19
6	VERIFICHE FUSTO PILA	20
6.1	VERIFICA ALLA BASE DELLA PILA P8.....	21
6.1.1	<i>Verifiche a pressoflessione alla base.....</i>	24
6.1.2	<i>Verifiche a taglio alla base.....</i>	27
6.1.3	<i>Verifiche agli SLE</i>	36
6.2	VERIFICA IN MEZZERIA DELLA PILA P8.....	38

RELAZIONE DI CALCOLO PILE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	02	D 09 CL	VI 05 05 002	A	3 di 83

6.2.1	Verifiche a pressoflessione in mezzeria	40
6.2.2	Verifiche a taglio in mezzeria	41
7	VERIFICA PLINTO DI FONDAZIONE	46
7.1	MODELLO DI CALCOLO	46
7.2	VERIFICA DEL PLINTO P8	49
7.2.1	Verifica a flessione	56
7.2.2	Verifica a taglio	60
7.2.3	Verifiche agli SLE	65
8	VERIFICHE PALI DI FONDAZIONE	75
8.1	RIEPILOGO CARICHI SUI PALI	75
8.2	VERIFICA CAPACITÀ PORTANTE VERTICALE PALO	75
8.3	VERIFICA PALO PER FORZE ORIZZONTALI	77
8.3.1	Capacità portante orizzontale (Broms)	77
8.4	RESISTENZA STRUTTURALE	78
8.4.1	Taglio strutturale	79
8.5	VERIFICHE SLE	80

1 PREMESSA

1.1 Scopo del documento

La presente relazione ha per oggetto le verifiche di resistenza delle pile P8 e del relativo plinto di fondazione del viadotto ferroviario VI.05 della direttrice ferroviaria Messina-Catania-Palermo (tratta Giampilieri-Fiumefreddo).

1.2 Descrizione dell'opera

Il Viadotto Vi05 è costituito da 16 pile (8 per ogni impalcato) di altezza variabile tra un minimo di 12.5 m ed un massimo di 17.5 m.

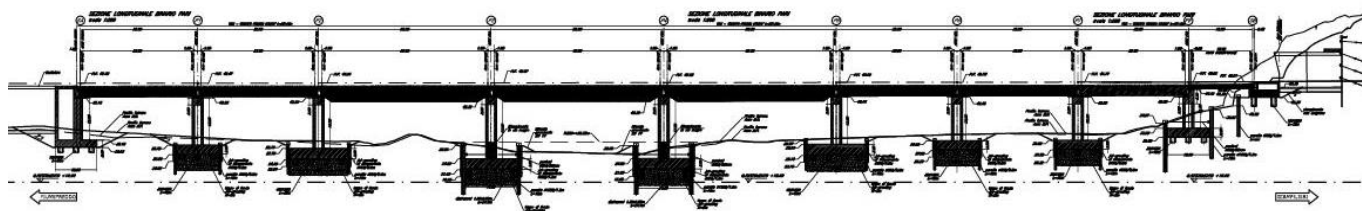


Figura 1 – Prospetto Viadotto VI05

In prossimità delle Pile P8 poggiano due impalcati, uno a 6 travi di luce 30 o 28m e di larghezza 18 m e un impalcato a travi incorporate di luce pari a 18m e larghezza 18m.

La forma della pila P8 è costituita da un singolo fusto a sezione pseudo rettangolare 16.50x3.20 m. La sezione della pila è tricellulare con spessore delle pareti costante su tutta l'altezza e pari a 55 cm, ad eccezione dei due setti centrali da 80 cm.

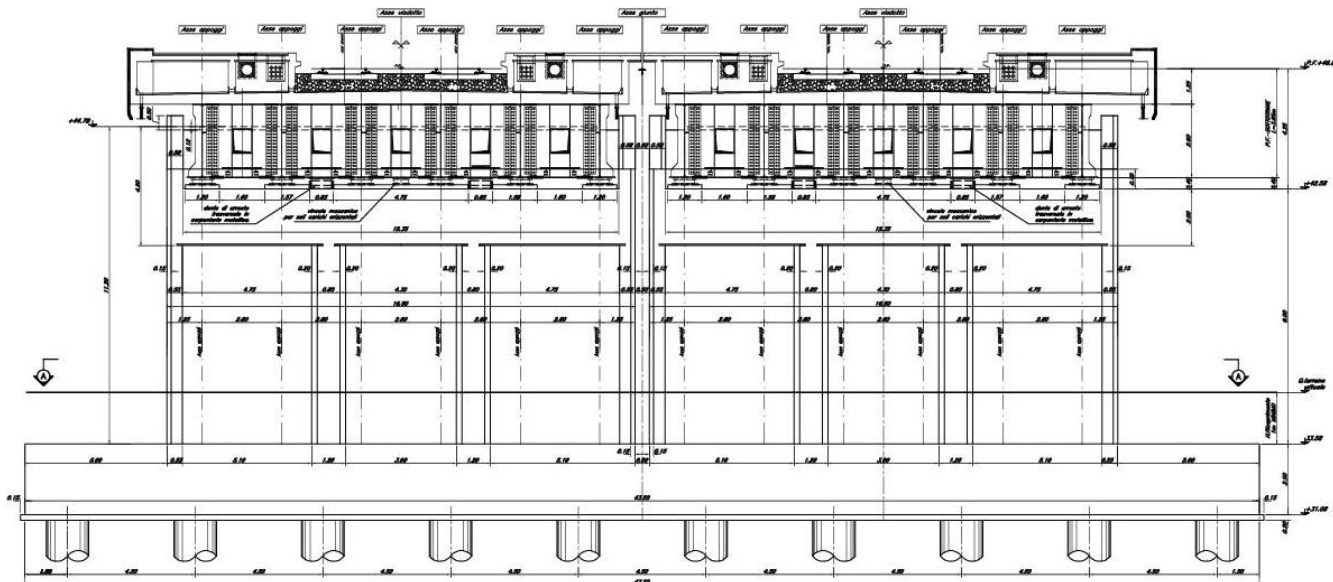


Figura 2 - Prospetto Pile P8 - sezione trasversale

VISTA LONGITUDINALE G-G
Scala 1:50

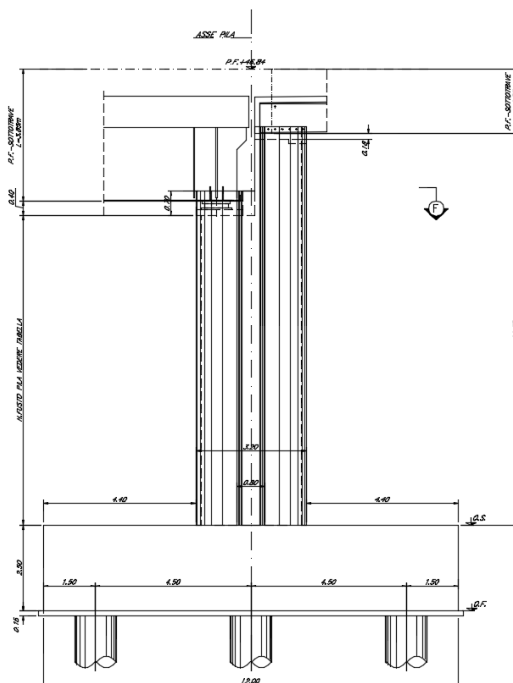


Figura 3 - Prospetto Pila P8 -sezione longitudinale

Il plinto di fondazione relativo alle pile P8 ha dimensioni 43.50m x 12m x 2.5m ed è appoggiato su 30 pali di diametro 1.5m.

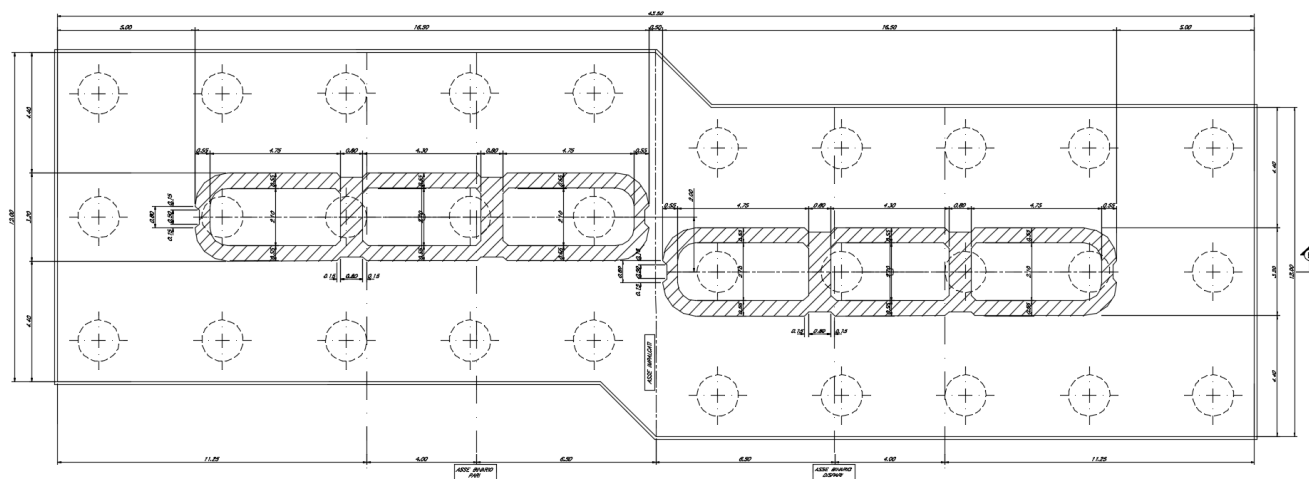


Figura 4 - Pianta Pila P8

2 RIFERIMENTI NORMATIVI

- D. M. Min. II. TT. del 14 gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni;
- CIRCOLARE 2 febbraio 2009 , n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008.
- RFI DTC SI PS MA IFS 001 A Manuale di progettazione delle opere civili (Parte II – Sezione 2 – Ponti e strutture)

3 MATERIALI

3.1 Calcestruzzo

Calcestruzzo classe C25/30 (impiegato per i pali di fondazione e per la zattera di fondazione delle pile)

$$f_{ck} = 30 \times 0.83 = 24.90 \text{ MPa}$$

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 32.90 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm} = 0.3 \times f_{ck}^{2/3} = 2.56 \text{ MPa}$$

$$E_{cm} = 31447.16 \text{ MPa} \approx 31 \text{ GPa}$$

Calcestruzzo classe C30/37 (impiegato per il fusto delle pile e per le spalle)

$$f_{ck} = 37 \times 0.83 = 30.71 \text{ MPa}$$

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 38.71 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm} = 0.3 \times f_{ck}^{2/3} = 2.94 \text{ MPa}$$

$$E_{cm} = 32836.0 \text{ MPa} \approx 33 \text{ GPa}$$

3.2 Acciaio per strutture in conglomerato cementizio

Tipo di acciaio

B450C

Peso per unità di volume

$$\gamma = 78.5 \text{ kN/m}^3$$

Tensione caratteristica di snervamento

$$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$$

Tensione caratteristica a rottura

$$f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$$

Tensione di calcolo a snervamento

$$f_{yd} = 391 \text{ N/mm}^2 \quad f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$$

Coefficiente parziale di sicurezza

$$\gamma_s = 1.15$$

	NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA RADDOPPIO DELLA TRATTA BICOCCA – CATENANUOVA Lotto 2: Taormina (e) – Giampilieri (e) PROGETTO DEFINITIVO					
	RELAZIONE DI CALCOLO PILE	COMMESSA RS2S	LOTTO 02	CODIFICA D 09 CL	DOCUMENTO VI 05 05 002	REV. A

4 ANALISI DEI CARICHI

L'analisi dei carichi gravanti sulla pila è stata effettuata considerando le azioni provenienti dagli impalcati e le azioni direttamente applicate alla pila.

I carichi dovuti all'impalcato sono relativi alle condizioni di carico elementari, combinate secondo quanto previsto dalla vigente Normativa ferroviaria. Si precisa che la scelta della dislocazione del traffico ferroviario sull'impalcato è stata effettuata con il fine di massimizzare le azioni verticali, flessionali e di taglio sulla pila.

Per una più dettagliata analisi dei carichi si rimanda alle relazioni degli impalcati del viadotto ferroviario VI.02.

Nei paragrafi successivi si riporta la valutazione dei carichi elementari agenti sulla pila.

4.1 Carichi permanenti strutturali (G1)

4.1.1 *Peso proprio pila*

Assumendo un peso del calcestruzzo per unità di volume $\gamma_{cls}=25 \text{ kN/m}^3$ si ha:

- Pila P8 $G1 = 557 \text{ kN/m}$

4.2 Azioni climatiche (Vento)

4.3 Azione del vento applicata direttamente sulla pila

Il calcolo dell'azione del vento è stato condotto secondo quanto riportato al par. 3.3 del DM 2008.

Oltre alle azioni agenti a livello d'impalcato, è stata considerata la pressione del vento sul fusto della pila.

Si riportano di seguito i principali parametri di calcolo.

AZIONE DEL VENTO SECONDO DM 2008

CALCOLO VELOCITA' DI RIFERIMENTO

Zona di riferimento		4	
Altezza slm	a_s	30.0	m
Velocità base riferimento slm	$v_{b,0}$	28	m/s
	a_0	500	m
	k_a	0.02	
Velocità base riferimento	v_b	28.0	m/s
Densità dell'aria	ρ	1.25	kg/m ³
Tempo di ritorno	T_r	75	anni
Coefficiente di ritorno	α_r	1.02	
Velocità di riferimento progetto	$v_b(T_r)$	28.7	m/s
Pressione critica di riferimento	q_b	513.3	N/m ²

Per le pile relative a impalcati adiacenti di lunghezza 35+35 m l'azione del vento risulta

CALCOLO PRESSIONE CINETICA MINIMA			
Classe di rugosità		D	
Categoria di esposizione		2	
	k_r	0.19	
	z_0	0.05	m
	z_{min}	4.00	m
Coefficiente di topografia	$c_t(z)$	1	
	$c_t(z_{min})$	1	
Altezza da terra	z	8.60	< 200 m
		($Z_{min}=4$)	
Coefficiente dinamico	c_d	1.00	
Coefficiente di esposizione	c_e	2.26	
Rapporto superficie/parte piena	$\phi (>0)$	1	
Coefficiente areodinamico	c_p	1.4	
Pressione cinetica minima al piede sopravento	$q_{p_min}(z)$	1.62	kN/m²

PRESSIONE MASSIMA (DA FILE SU IMPALCATO)			
Pressione cinetica minima al piede sopravento	$q_{p_max}(z)$	1.62	kN/m²
Pressione a 2/3 dalla pila			

Larghezza investita PILA	3.2	m
CARICO A METRO LINEARE	5.19	KN/m
concentrato nel pulvino	7.8	kN

Per le pile relative ad impalcati adiacenti di lunghezza 35+50 m o 50+50 m l'azione del vento risulta

CALCOLO PRESSIONE CINETICA MINIMA			
Classe di rugosità		D	
Categoria di esposizione		2	
	k_r	0.19	
	z_0	0.05	m
	z_{min}	4.00	m
Coefficiente di topografia	$c_t(z)$	1	
	$c_t(z_{min})$	1	
Altezza da terra	z	12.10	< 200 m
		($Z_{min}=4$)	
Coefficiente dinamico	c_d	1.00	
Coefficiente di esposizione	c_e	2.47	
Rapporto superficie/parte piena	$\phi (>0)$	1	
Coefficiente areodinamico	c_p	1.4	
Pressione cinetica minima al piede sopravento	$q_{p_min}(z)$	1.78	kN/m²

PRESSIONE MASSIMA (DA FILE SU IMPALCATO)			
Pressione cinetica minima al piede sopravento	$q_{p_max}(z)$	1.78	kN/m²
Pressione a 2/3 dalla pila			

Larghezza investita PILA 3.2 m

CARICO A METRO LINEARE 5.69 KN/m

concentrato nel pulvino 9.5 kN

Nel modello il carico sul fusto è stato assegnato costante sugli elementi frame costituenti la pila.

4.4 Azione sismica (E)

I valori dei parametri di base necessari alla definizione dell'azione sismica sono di seguito riassunti:

- Latitudine = 37.93434
- Longitudine = 15.34008
- Vita nominale dell'opera = 75 anni
- Coefficiente d'uso della costruzione = 1.5
- Categoria di sottosuolo = Tipo "C"
- Categoria topografica = Tipo "T1"
- Stato limite considerato = SLV

Per il fattore di struttura è stata considerata una classe di duttilità bassa quindi come suggerisce la tabella 7.9.1 del DM 14/01/2008 per le pile in cemento armato q_0 vale 1.5. Considerando un valore unitario del coefficiente K_R si ottiene il seguente fattore di struttura:

$$q = q_0 \times K_R = 1.5 \times 1 = 1.5$$

Per la componente verticale dell'azione sismica il valore di q utilizzato è $q = 1$.

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE: LATTITUDINE:

Ricerca per comune

REGIONE: PROVINCIA: COMUNE:

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

Sito esterno al reticolo

Interpolazione su 3 nodi

Interpolazione corretta

Interpolazione:

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito





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 - $P_{V,R} = 81\%$	<input type="text" value="68"/>
SLD - $P_{V,R} = 63\%$	<input type="text" value="113"/>

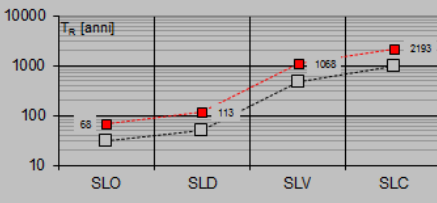
Stati limite ultimi - SLU

SLV - $P_{V,R} = 10\%$	<input type="text" value="1068"/>
SLC - $P_{V,R} = 5\%$	<input type="text" value="2193"/>

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 $S_B = 1.213$ $C_C = 1.456$ info

Categoria topografica 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 (%) $\eta_1 = 1.000$ info

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

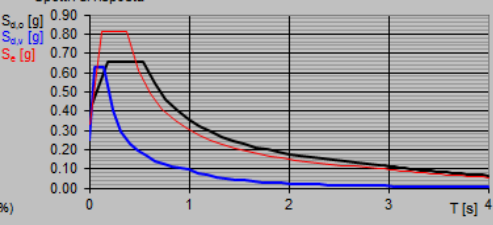
Compon. verticale

Spettro di progetto Fattore q $\eta_1 = 1.000$ 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**

La massa considerata nel modello di calcolo è composta dai carichi permanenti provenienti dall'impalcato, dal peso proprio della pila e dai plinti di fondazione alla base del fusto. È stato considerato anche il 20% della massa del carico verticale da traffico ferroviario.

Durante l'analisi saranno considerati un numero di modi tale la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%.

5 COMBINAZIONE DEI CARICHI E MODELLO DI CALCOLO

5.1 Combinazione SLU

Nella seguente tabella sono riportati i coefficienti parziali di sicurezza (sfavorevoli) considerati nelle combinazioni di carico SLU e sismica (vedi tabella 5.2.V NTC 2008).

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO	Combinazione eccezionale	Combinazione Sismica
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00	1,00	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Ballast ⁽³⁾	favorevoli	γ_B	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Carichi variabili da traffico ⁽⁴⁾	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25	0,20 ⁽⁵⁾	0,20 ⁽⁵⁾
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	0,00
Precompressione	favorevole	γ_P	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 ⁽⁶⁾	1,00 ⁽⁷⁾	1,00	1,00	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.
⁽²⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.
⁽³⁾ Quando si prevedano variazioni significative del carico dovuto al ballast, se ne dovrà tener conto esplicitamente nelle verifiche.
⁽⁴⁾ Le componenti delle azioni da traffico sono introdotte in combinazione considerando uno dei gruppi di carico gr della Tab. 5.2.IV.
⁽⁵⁾ Aliquota di carico da traffico da considerare.
⁽⁶⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna
⁽⁷⁾ 1,20 per effetti locali

Le combinazioni di carico A1, e Sismiche sono state impiegate per le verifiche strutturali. Nella seguente tabella sono riportati i coefficienti di combinazione delle azioni considerate in questo studio (vedi tabella 5.2.VI NTC 2008).

RELAZIONE DI CALCOLO PILE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	02	D 09 CL	VI 05 05 002	A	16 di 83

Azioni		Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Azioni singole da traffico	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
Gruppi di carico	gr1	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	gr2	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	-
	gr3	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	gr4	1,00	1,00 ⁽¹⁾	0,0
Azioni del vento	F _{Wk}	0,60	0,50	0,0
Azioni da neve	in fase di esecuzione	0,80	0,0	0,0
	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Azioni termiche	T _k	0,60	0,60	0,50

Sono stati considerati i gruppi gr1 e gr3 sia nel caso di singolo binario carico che in quello di doppio binario carico.

Gli effetti dei carichi verticali dovuti alla presenza dei convogli vanno sempre combinati con le altre azioni derivanti dal traffico ferroviario, adottando i coefficienti indicati nella seguente tabella:

TIPO DI CARICO	Azioni verticali		Azioni orizzontali			Commenti
	Carico verticale (1)	Treno scarico	Frenatura e avviamento	Centrifuga	Serpeggio	
Gruppo 1 (2)	1,00	-	0,5 (0,0)	1,0 (0,0)	1,0 (0,0)	massima azione verticale e laterale
Gruppo 2 (2)	-	1,00	0,00	1,0 (0,0)	1,0(0,0)	stabilità laterale
Gruppo 3 (2)	1,0 (0,5)	-	1,00	0,5 (0,0)	0,5 (0,0)	massima azione longitudinale
Gruppo 4	0,8 (0,6; 0,4)	-	0,8 (0,6; 0,4)	0,8 (0,6; 0,4)	0,8 (0,6; 0,4)	fessurazione

Azione dominante
 (1) Includendo tutti i fattori ad essi relativi (Φ, α , ecc.)
 (2) La simultaneità di due o tre valori caratteristici interi (assunzione di diversi coefficienti pari ad 1), sebbene improbabile, è stata considerata come semplificazione per i gruppi di carico 1, 2, 3 senza che ciò abbia significative conseguenze progettuali.

Gli effetti dei carichi verticali dovuti alla presenza dei convogli combinati con le altre azioni derivanti dal traffico ferroviario vanno poi combinati con le altre azioni secondo quanto indicato di seguito:

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

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

Gli effetti dell'azione sismica sono valutati tenendo in conto le masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} \cdot Q_{kj}$$

assumendo $\psi_{2j} = 0,2$ per i carichi dovuti al transito dei mezzi.

Per determinare le sollecitazioni massime agenti su ogni elemento asta è stato utilizzato un post-processore del SAP 2000, il WININV.

Il suddetto programma memorizza, per ogni asta, gli effetti massimi richiesti e le caratteristiche di sollecitazione associate, operando automaticamente una scelta fra tutti i files e le condizioni di carico presentate come FASE III. Grazie a questo programma sono ottenute le massime sollecitazioni necessarie alle verifiche. Per le combinazioni utilizzate si rimanda agli schemi logici riportati nella relazione d'impalcato.

5.2 Combinazioni SLE

Le combinazioni SLE secondo la Normativa:

- 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:

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

Tabella 5.2.VI - Coefficienti di combinazione ψ delle azioni.

Azioni		ψ_0	ψ_1	ψ_2
Azioni singole da traffico	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
Gruppi di carico	σ_1	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	σ_2	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	-
	σ_3	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	σ_4	1,00	1,00 ⁽¹⁾	0,0
Azioni del vento	F_{Wk}	0,60	0,50	0,0
Azioni da neve	in fase di esecuzione	0,80	0,0	0,0
	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Azioni termiche	T_k	0,60	0,60	0,50

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

(2) Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti ψ_0 relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

Per le verifiche agli SLE sono stati considerati i gruppi di carico 1, 3, 4 per le verifiche tensionali e di fessurazione.

Anche in questo caso per determinare le sollecitazioni massime agenti su ogni elemento asta è stato utilizzato il post-processor del SAP 2000, il WININV. Per le combinazioni utilizzate si rimanda agli schemi logici riportati nella relazione d'impalcato.

	NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA RADDOPPIO DELLA TRATTA BICOCCA – CATENANUOVA Lotto 2: Taormina (e) – Giampileri (e) PROGETTO DEFINITIVO					
	RELAZIONE DI CALCOLO PILE	COMMESSA RS2S	LOTTO 02	CODIFICA D 09 CL	DOCUMENTO VI 05 05 002	REV. A

5.3 Modelli di calcolo

La pila e il plinto sono stati modellati mediante il programma agli elementi finiti SAP2000. Assieme ad essi sono stati modellati anche gli impalcati adiacenti sui quali sono opportunamente applicati i carichi delle differenti fasi; questi vengono trasmessi dall'impalcato alla pila attraverso l'inserimento di opportuni constraint.

Nel modello sono stati inseriti anche dei braccetti rigidi che partono dall'asse della pila e arrivano fino alla quota del centro di rotazione degli apparecchi di appoggio al fine di considerare le eccentricità.

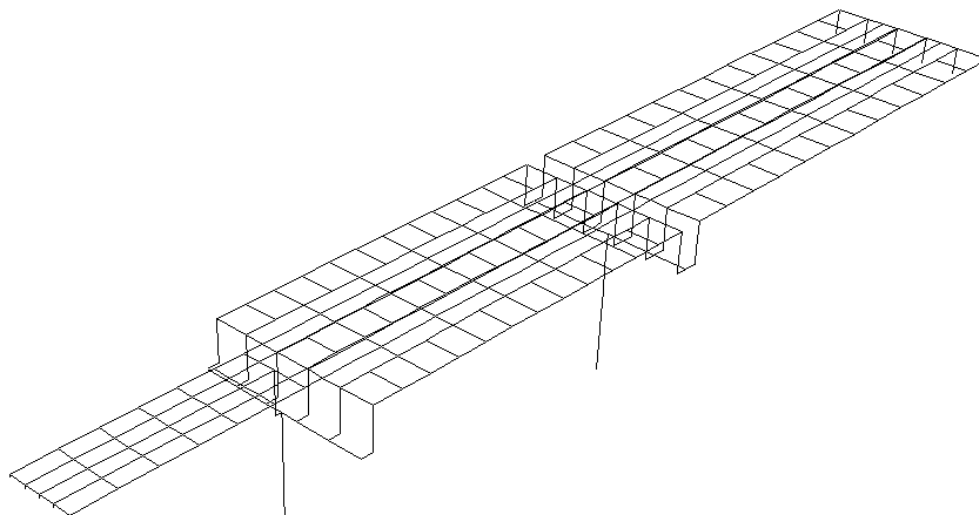


Figura 5- Vista 3D del modello

Il modello risulta caricato con i seguenti carichi:

- Strutturali
- Non strutturali
- Azioni verticali da traffico
- Azioni orizzontali da traffico
- Serpeggio
- Azioni del vento
- Azione sismica.

6 VERIFICHE FUSTO PILA

Le verifiche a pressoflessione e taglio del fusto della pila sono state eseguite nella sezione allo spiccato e nella sezione di mezzzeria.

Per le verifiche a pressoflessione è stato utilizzato il programma Gelfi VcaSlu.

Per le verifiche a taglio sono stati impiegati fogli di calcolo appositamente predisposti.

RELAZIONE DI CALCOLO PILE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	02	D 09 CL	VI 05 05 002	A	22 di 83

	Comb	N	V2	V3	T	M2	M3
		[kN]	[kN]	[kN]	[kN-m]	[kN-m]	[kN-m]
SLU-A1-STR	N _{min}	-40074	-551	-3144	134	-15033	-1323
	N _{max}	-22049	-537	3071	301	35419	-3893
	V2 _{min}	-32136	-1026	-176	1422	11586	-10698
	V2 _{max}	-35162	635	-180	-2266	10592	13377
	V3 _{min}	-38899	-541	-3296	248	-16079	-2832
	V3 _{max}	-22051	-542	3077	318	35456	-3958
	T _{min}	-32474	492	-187	-3706	11303	17328
	T _{max}	-27036	-678	-237	2925	9247	-12635
	M2 _{min}	-22503	-476	-3239	236	-22627	-3207
	M2 _{max}	-35918	308	3014	-1090	44141	8832
	M3 _{min}	-27666	-970	-151	2193	7934	-17574
	M3 _{max}	-34109	456	-184	-2987	9605	21127
SLU-SISMA	N _{min}	-29378	-2097	-12087	-3039	-100344	-20553
	N _{max}	-16467	2101	11947	2550	114070	27238
	V2 _{min}	-26246	-5901	-5069	-7637	-37202	-61333
	V2 _{max}	-20576	5915	4866	7165	51140	67875
	V3 _{min}	-29203	-2014	-12111	-2831	-100518	-19782
	V3 _{max}	-16480	2018	11952	2360	114106	26250
	T _{min}	-25528	-5811	-4939	-8424	-36158	-59363
	T _{max}	-19957	5832	4752	7942	49907	65909
	M2 _{min}	-28075	-2005	-12107	-2844	-101086	-19678
	M2 _{max}	-17260	2027	11947	2352	114968	26353
	M3 _{min}	-25803	-5891	-5066	-7508	-37579	-62430
	M3 _{max}	-20132	5902	4879	7033	50854	69038

RELAZIONE DI CALCOLO PILE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	02	D 09 CL	VI 05 05 002	A	23 di 83

	Comb	N	V2	V3	T	M2	M3
		[kN]	[kN]	[kN]	[kN-m]	[kN-m]	[kN-m]
SLE-RARA	N _{min}	-28887	-367	-2172	63	-10020	-524
	N _{max}	-22120	-357	2094	122	26452	-1515
	V2 _{min}	-27947	-526	-198	822	8744	-4367
	V2 _{max}	-27947	375	-198	-1401	8744	8890
	V3 _{min}	-28077	-361	-2277	141	-10741	-1564
	V3 _{max}	-22122	-361	2098	133	26477	-1560
	T _{min}	-24601	334	-137	-2553	8484	12086
	T _{max}	-24604	-454	-183	1928	8061	-7543
	M2 _{min}	-22433	-315	-2258	77	-13580	-1043
	M2 _{max}	-26021	207	2075	-752	30789	6229
	M3 _{min}	-25732	-478	-185	1467	6860	-9854
	M3 _{max}	-25729	309	-135	-2058	7313	14707
SLE-FREQ	N _{min}	-26244	0	-1334	-283	-3401	3881
	N _{max}	-22182	6	1225	-248	18480	3287
	V2 _{min}	-25679	-97	-150	178	7857	1550
	V2 _{max}	-25679	159	-150	-662	7857	5362
	V3 _{min}	-25757	2	-1397	-231	-3835	3232
	V3 _{max}	-22184	2	1228	-235	18496	3234
	T _{min}	-24082	101	633	-1655	14977	8024
	T _{max}	-24082	-27	632	1167	15043	-1034
	M2 _{min}	-22371	57	-1386	-300	-5593	3854
	M2 _{max}	-24524	57	1214	-291	21139	3850
	M3 _{min}	-24979	-40	707	802	14780	-2821
	M3 _{max}	-24979	79	707	-1286	14778	9814
SLE-Q.PER	N _{min}	-22277	2	-77	-237	6525	3235

	NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA RADDOPPIO DELLA TRATTA BICOCCA – CATENANUOVA Lotto 2: Taormina (e) – Giampileri (e) PROGETTO DEFINITIVO					
	RELAZIONE DI CALCOLO PILE	COMMESSA RS2S	LOTTO 02	CODIFICA D 09 CL	DOCUMENTO VI 05 05 002	REV. A

6.1.1 Verifiche a pressoflessione alla base

La sezione di verifica è la seguente:

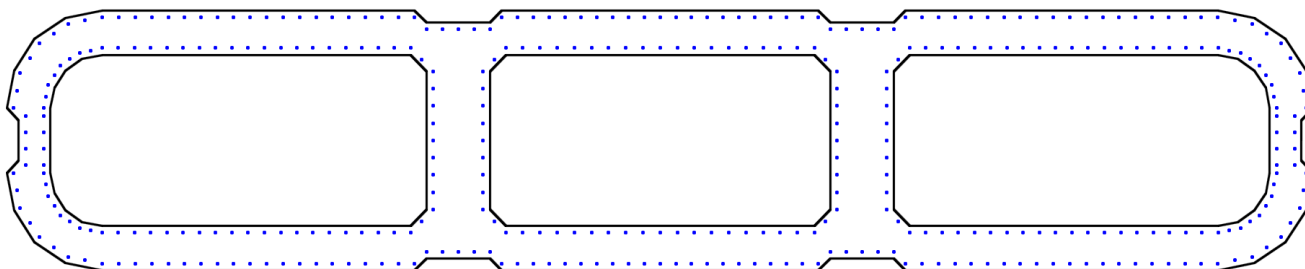


Figura 7- Sezione di verifica pila P8 alla base

L'armatura considerata è pari a 386 \varnothing 26 ($A_s=2049.39\text{cm}^2$, \varnothing 26/20cm)

Nel seguito si riportano le verifiche a presso-flessione, eseguite con il programma Gelfi VcaSlu, considerando le combinazioni sismiche che sono dimensionanti.

Nello specifico si sono analizzati i due casi in cui i momenti longitudinali e trasversali risultano massimizzati

6.1.1.1 MOMENTO LONGITUDINALE MASSIMO (M22MAX)

Titolo: Verifica Presso-flessione alla base_M22max

N° Vertici: 82 Zoom N° barre: 386 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	200	160	1	5.3092	-801.5	10
2	215	145	2	5.3092	-801.5	30
3	295	145	3	5.3092	-816.5	40
4	310	160	4	5.3092	812.3201	31.38181
5	705	160	5	5.3092	808.1403	32.76364
6	751	151	6	5.3092	796.0645	100.8766

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 17260 kN
M_{xEd}: 114968 kNm
M_{yEd}: 26353 kNm

P.to applicazione N: Centro Baicentro cls Coord.[cm]

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo: S.L.U.+ S.L.U.- Metodo n

Tipo flessione: Retta Deviata

N° rett.: 100

Calcola MRd Dominio Mx-My

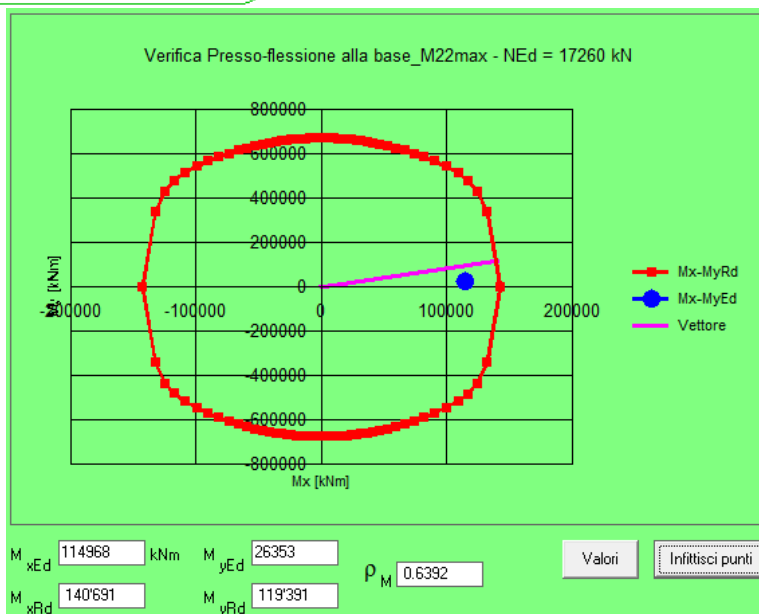
angolo asse neutro θ°: 359

Precompresso

Materiali: B450C C30/37

ε_{su}: 67.5‰ ε_{c2}: 2‰
f_{yd}: 394.7 N/mm² ε_{cu}: 3.5‰
E_s: 200'000 N/mm² f_{cd}: 17
E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0.8
ε_{syd}: 1.974‰ σ_{c,adm}: 11.5
σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0.6933
τ_{c1}: 2.029

M_{xRd}: 140'495 kNm
M_{yRd}: 126'648 kNm
σ_c: -17 N/mm²
σ_s: 394.7 N/mm²
ε_c: 3.5‰
ε_s: 21.56‰
d: 336 cm
x: 46.93 x/d: 0.1396
δ: 0.7



Il rapporto tra momento resistente e momento di progetto risulta essere pari a:

$$M_{Rd}/M_{Ed} = 1.56$$

6.1.1.2 MOMENTO TRASVERSALE MASSIMO (M33MAX)

Titolo: Verifica Presso-flessione alla base_M33max

N° Vertici: 82 Zoom N° barre: 386 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	200	160	1	5.3092	-801.5	10
2	215	145	2	5.3092	-801.5	30
3	295	145	3	5.3092	-816.5	40
4	310	160	4	5.3092	812.3201	31.38181
5	705	160	5	5.3092	808.1401	32.76364
6	751	151	6	5.3092	796.0641	100.8766

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 20132 kN
M_{xEd}: 50854 kNm
M_{yEd}: 69038 kNm

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls Coord.[cm]
xN: 0 yN: 0

Materiali: B450C C30/37
 ε_{su}: 67.5% ε_{c2}: 2%
 f_{yd}: 394.7 N/mm² ε_{cu}: 3.5%
 E_s: 200'000 N/mm² f_{cd}: 17%
 E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0.8
 ε_{syd}: 1.974% σ_{c,adm}: 11.5
 σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0.6933
 τ_{c1}: 2.029

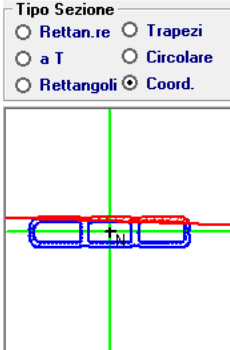
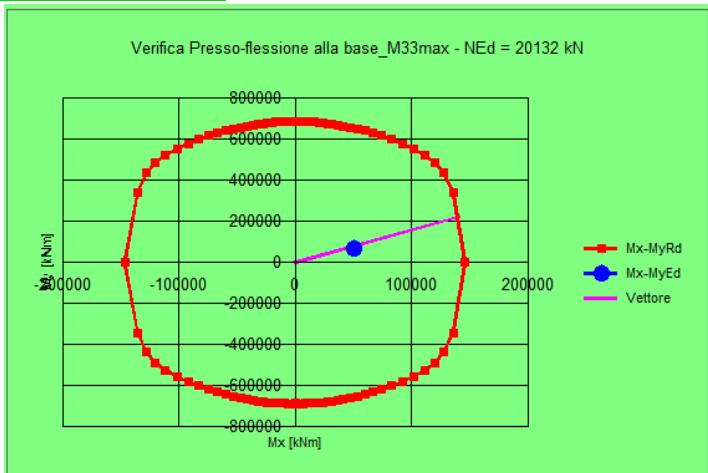
Tipi rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo: S.L.U.+ S.L.U.- Metodo n
Tipo flessione: Retta Deviata

M_{xRd}: 140'771 kNm
M_{yRd}: 235'688 kNm
σ_c: -17 N/mm²
σ_s: 394.7 N/mm²
ε_c: 3.5%
ε_s: 16.95%
d: 360.5 cm
x: 61.69 x/d: 0.1711
δ: 0.7

angolo asse neutro θ°: 358

Precompresso

Verifica Presso-flessione alla base_M33max - NEd = 20132 kN

M_{xEd}: 50854 kNm M_{yEd}: 69038 kNm ρ_M: 0.3238
M_{xRd}: 141'204 kNm M_{yRd}: 224'054 kNm

Il rapporto tra momento resistente e momento di progetto risulta pari a:

$$M_{Rd}/M_{Ed} = 3.09$$

Le verifiche a pressoflessione risultano soddisfatte.

6.1.2 Verifiche a taglio alla base

Le sollecitazioni di taglio di calcolo sono state ottenute con il criterio della Gerarchia delle Resistenze secondo l'espressione:

$$V_{gr,i} = V_{gr,0} \gamma_{RD3}$$

Dove

$$\gamma_{RD3} = 1,25 + 1 - q \frac{V_{E,i}}{V_{gr,0}} \leq 1,25$$

$$V_{gr,0} = V_{E,i} \frac{\gamma_{RD2} M_{Rd,i}}{M_{E,i}}$$

$V_{E,i}$ è il valore dello sforzo di taglio ottenuto dall'analisi

$$\gamma_{RD2} = 0,7 + 0,2q \quad \text{per } v_k = N / A_{fck} \leq 0,1$$

$$\gamma_{RD2} = (0,7 + 0,2q) \times (1 + 2(v_k - 0,1)^2) \quad \text{per } v_k = N / A_{fck} > 0,1$$

7.9.5.1 Criterio di gerarchia delle resistenze

Il fattore γ_{Rd} (fattore di "sovraresistenza") viene calcolato mediante l'espressione:

$$\gamma_{Rd} = 0,7 + 0,2q \geq 1 \quad (7.9.7)$$

nella quale q è il valore del fattore di struttura utilizzato nel calcolo. Nel caso di sezioni in cemento armato con armatura di confinamento, quando il rapporto v_k tra la forza assiale e la resistenza a compressione della sezione di calcestruzzo eccede 0,1, il fattore di sovraresistenza va moltiplicato per $1 + 2(v_k - 0,1)^2$.

Per le sollecitazioni che derivano da appoggi scorrevoli o elastomerici si utilizza un fattore di sovraresistenza pari a $\gamma_{Rd} = 1,30$.

Le sollecitazioni calcolate a partire dai momenti resistenti amplificati, incrementati dell'effetto dei carichi permanenti distribuiti sugli elementi, ovvero ottenute con il criterio della gerarchia delle resistenze, si indicano con l'indice "gr", ad es. F_{gr} .

7.9.5.2.2 Verifiche a taglio

Le sollecitazioni di progetto devono essere calcolate sulla base della gerarchia delle resistenza. I valori di resistenza degli elementi in calcestruzzo armato devono essere divisi per un fattore di sicurezza aggiuntivo nei confronti della rottura fragile calcolato sulla base del taglio di calcolo V_{Ed} e del taglio di progetto per la gerarchia della resistenza $V_{gr,0}$

$$1 \leq \gamma_{Rd} = 1,25 + 1 - q \cdot \frac{V_{Ed}}{V_{gr,0}} \leq 1,25 \quad (7.9.10)$$

Per una pila incernierata in sommità il criterio conduce al valore della sollecitazione di taglio di calcolo:

$$V_{gr,i} = V_{E,i} \cdot \frac{\gamma_{Rd} M_{Rd,i}}{M_{E,i}} \quad (7.9.14)$$

6.1.2.1 VERIFICA A TAGLIO LONGITUDINALE (V3)

Per la verifica a taglio (V3) poiché la sezione è cava, sono state prese in considerazione come superfici di calcolo le aree indicate nelle figure sottostanti:

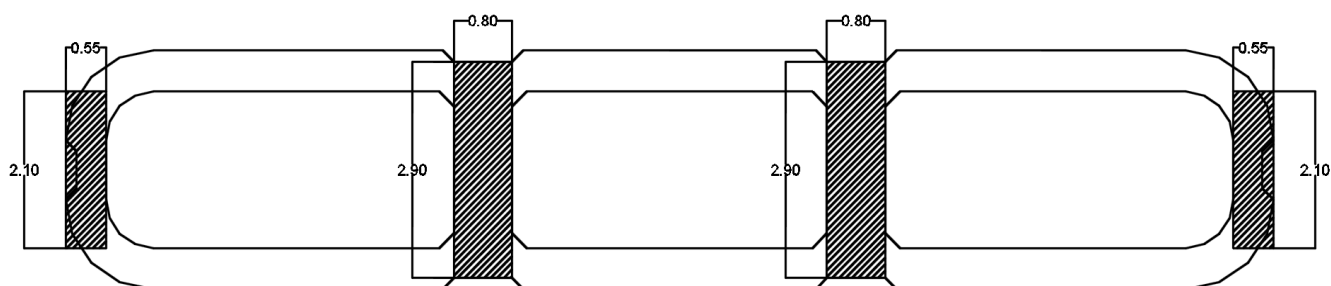


Figura 8 - Distribuzione del taglio V3

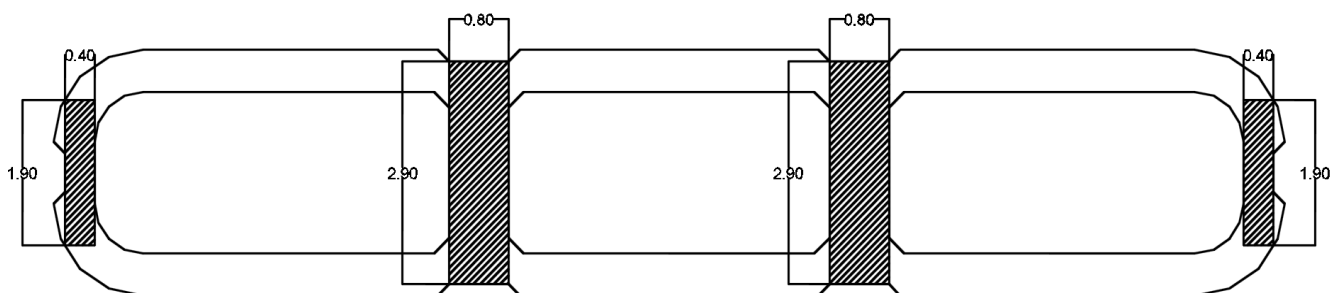


Figura 9 - Sezioni per la verifica del taglio V3

Il taglio viene distribuito negli elementi indicati nella figura precedente in funzione della rigidezza dei singoli elementi utilizzando la seguente formulazione $I_{el,i} / (I_{el,1} + 2I_{el,2})$

N_{Ed}	29378	[kN]
A_{TOT}	22.3	[m ²]
V_{Ed}	12111	[kN]
σ_{Ed}	1.32	[N/mm ²]
N_{ck}	683881	[kN]

Elemento	b	h	l	% di l	Taglio	N
	[m]	[m]	[m ⁴]		[kN]	[kN]
SETTO CENTRALE	0.8	2.9	1.63	39.65	4801.92	3060.62
SETTO LATERALE	0.55	2.1	0.42	10.35	1253.58	1523.71

Setto Laterale

Geometria sezione

b_w	400 [mm]
d	1900 [mm]
A_c	760000 [mm ²]

Caratteristiche armature

n_{bl}	4	numero barre longitudinali
ϕ_{bl}	26 [mm]	diametro delle barre longitudinali
n_{bw}	3	numero di bracci delle staffe
ϕ_{st}	20 [mm]	diametro delle staffe
s_{st}	200 [mm]	passo delle staffe
α	90 [°]	inclinazione delle staffe ($\alpha=90^\circ$ per staffe ortogonali all'asse)

Caratteristiche sollecitazioni

N_{Ed}	1523.71 [kN]	sfuerzo normale di calcolo (+ per compressione)
V_{Ed}	1253.58 [kN]	taglio di calcolo
N_{Rd}	15559.7 [kN]	sfuerzo normale di compressione massimo

Dati traliccio resistente

θ	45	inclinazione delle bielle di calcestruzzo rispetto all'asse
$\text{ctg } \theta$	1	$1 < \text{ctg } \theta < 2.5$

Valore di verifica del taglio resistente

V_{Rd}	475.9 [kN]	Taglio resistente per elemento privo di armatura trasversale a taglio
V_{Rd}	3153.2 [kN]	Taglio resistente per elemento con armatura trasversale a taglio

RELAZIONE DI CALCOLO PILE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	02	D 09 CL	VI 05 05 002	A	30 di 83

Valore a taglio della sezione con la gerarchia delle resistenze

q	1.5
N_{Ed}	1523.71
V_{Ed}	1253.58
M_{Ed}	100518
N_{ck}	683880.99
ν_k	0.00222804
M_{rd}	155953
γ_{rd}	1
M_{rd}/M_{Ed}	1.55
V_{gr}	1944.92
V_{gr}/V_{Ed}	1.55
V_{Rd}	3153.20
$\gamma_{rd_resistenza}$	1.25
V_{Rd_gr}	2522.6
V_{gr}/V_{Rd_gr}	0.77

Setto Centrale

Geometria sezione

b_w	800 [mm]
d	2900 [mm]
A_c	2320000 [mm ²]

Caratteristiche armature

n_{bl}	4	numero barre longitudinali
ϕ_{bl}	26 [mm]	diametro delle barre longitudinali
n_{bw}	3	numero di bracci delle staffe
ϕ_{st}	20 [mm]	diametro delle staffe
s_{st}	100 [mm]	passo delle staffe
α	90 [°]	inclinazione delle staffe ($\alpha=90^\circ$ per staffe ortogonali all'asse)

Caratteristiche sollecitazioni

N_{Ed}	3060.62 [kN]	sfuerzo normale di calcolo (+ per compressione)
V_{Ed}	4801.92 [kN]	taglio di calcolo
N_{Rd}	47498.1 [kN]	sfuerzo normale di compressione massimo

Dati traliccio resistente

θ	45	inclinazione delle bielle di calcestruzzo rispetto all'asse
$\text{ctg } \theta$	1	$1 < \text{ctg } \theta < 2.5$

Valore di verifica del taglio resistente

V_{Rd}	1097.5 [kN]	Taglio resistente per elemento privo di armatura trasversale a taglio
V_{Rd}	9625.6 [kN]	Taglio resistente per elemento con armatura trasversale a taglio

Valore a taglio della sezione con la gerarchia delle resistenze

q	1.5
N_{Ed}	3060.62
V_{Ed}	4801.92
M_{Ed}	100518
N_{ck}	683880.99
ν_k	0.00447537
M_{rd}	155953
γ_{rd}	1
M_{rd}/M_{Ed}	1.55
V_{gr}	7450.15
V_{gr}/V_{Ed}	1.55
V_{Rd}	9625.57
$\gamma_{rd_resistenza}$	1.25
V_{Rd_gr}	7700.5
V_{gr}/V_{Rd_gr}	0.97

6.1.2.2 VERIFICA A TAGLIO TRASVERSALE (V2)

Per la verifica a taglio (V2) poiché la sezione è cava, sono state prese in considerazione come superfici di calcolo le aree indicate nelle figure sottostanti:

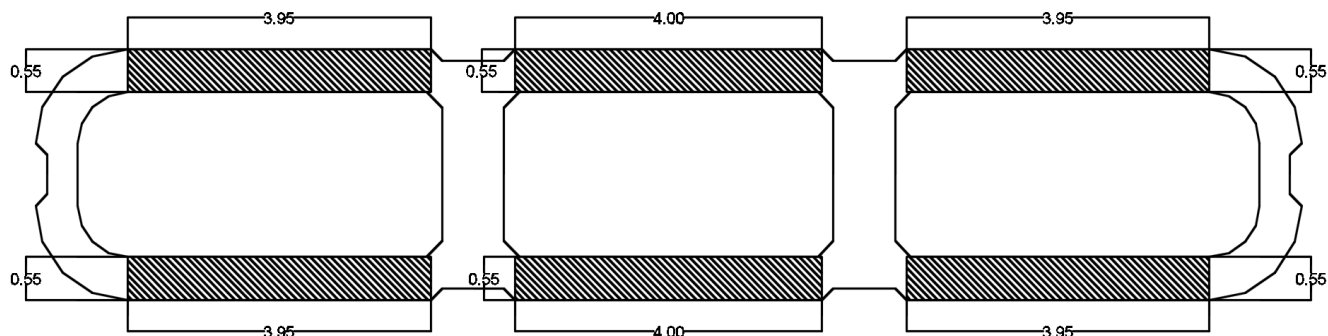


Figura 10 - Sezioni per la Verifica e Distribuzione del taglio V2

N_{ed}	29378	[kN]
A_{TOT}	22.3	[m ²]
V_{ed}	5915	[kN]
σ_{Ed}	1.32	[N/mm ²]
N_{ck}	683881	[kN]

Elemento	b	h	l	nr.elem	% di l	Taglio	N
	[m]	[m]	[m ⁴]				
SETTO	0.55	3.9	2.72	6	16.67	985.83	2829.75

RELAZIONE DI CALCOLO PILE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	02	D 09 CL	VI 05 05 002	A	34 di 83

Geometria sezione

b_w	550 [mm]
d	3900 [mm]
A_c	2145000 [mm ²]

Caratteristiche armature

n_{bl}	4	numero barre longitudinali
ϕ_{bl}	26 [mm]	diametro delle barre longitudinali
n_{bw}	2	numero di bracci delle staffe
ϕ_{st}	20 [mm]	diametro delle staffe
s_{st}	200 [mm]	passo delle staffe
α	90 [°]	inclinazione delle staffe ($\alpha=90^\circ$ per staffe ortogonali all'asse)

Caratteristiche sollecitazioni

N_{Ed}	2829.75 [kN]	sforzo normale di calcolo (+ per compressione)
V_{Ed}	985.83 [kN]	taglio di calcolo
N_{Rd}	43915.3 [kN]	sforzo normale di compressione massimo

Dati traliccio resistente

θ	45	inclinazione delle bielle di calcestruzzo rispetto all'asse
$\text{ctg } \theta$	1	$1 < \text{ctg } \theta < 2.5$

Valore di verifica del taglio resistente

V_{Rd}	989.5 [kN]	Taglio resistente per elemento privo di armatura trasversale a taglio
V_{Rd}	4314.9 [kN]	Taglio resistente per elemento con armatura trasversale a taglio

Valore a taglio della sezione con la gerarchia delle resistenze

q	1.5
N_{Ed}	2829.75
V_{Ed}	985.83
M_{Ed}	135662
N_{ck}	683880.99
vk	0.004
Mrd	224102
γ_{rd}	1
M_{rd}/M_{Ed}	1.65
V_{gr}	1628.51
V_{gr}/V_{Ed}	1.65
V_{Rd}	4314.91
$\gamma_{rd_resistenza}$	1.25
V_{Rd_gr}	3451.9
V_{gr}/V_{Rd_gr}	0.47

Le Verifiche a taglio risultano soddisfatte su ogni setto.

6.1.3.2 Verifica tensioni di esercizio: Combinazione QUASI PERMANENTE

Titolo : Verifica tensionale_ Comb. Q. Permanente

N° Vertici

82

Zoom

N° barre

386

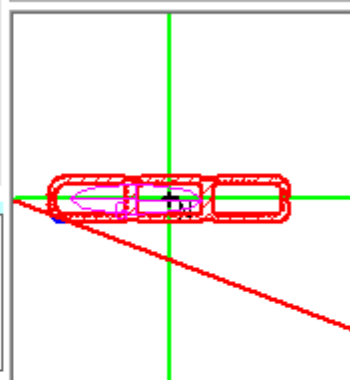
Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	200	160
2	215	145
3	295	145
4	310	160
5	705	160
6	751	151

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	5.3092	-801.5	10
2	5.3092	-801.5	30
3	5.3092	-816.5	40
4	5.3092	812.3201	31.38181
5	5.3092	808.1403	32.76364
6	5.3092	796.0649	100.8766

Tipo Sezione

- Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.



Sollecitazioni

S.L.U.

Metodo n

N _{Ed}	22277	22277	kN
M _{xEd}	6525	6525	kNm
M _{yEd}	3235	3235	

P.to applicazione N

- Centro Baricentro cls
 Coord.[cm]

xN 0

yN 0

Metodo di calcolo

- S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Materiali

B450C

C30/37

ϵ_{su}	67.5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	394.7 N/mm²	ϵ_{cu}	3.5 ‰
E_s	200'000 N/mm²	f_{cd}	17
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0.8
ϵ_{syd}	1.974 ‰	$\sigma_{c,adm}$	11.5
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	τ_{co}	0.6933
		τ_{c1}	2.029

σ_c -1.308 N/mm²

σ_s 0.4287 N/mm²

ϵ_s 0.002144 ‰

d 811 cm

x 793.7 x/d 0.9786

δ 1

Verifica

N° iterazioni: 1

Precompresso

$$\sigma_c = 1.3 \text{ N/mm}^2 < 0.4 f_{ck} = 0.4 \times 30.71 = 12.3 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 0.43 \text{ N/mm}^2 < 0.75 f_{yk} = 0.75 \times 450 = 337.5 \text{ N/mm}^2$$

→ VERIFICATO

→ VERIFICATO

6.2 Verifica in mezzeria della pila P8

Le sollecitazioni di calcolo sono riportate nelle tabelle seguenti, in cui i valori sono ottenuti dall'involuppo delle combinazioni dei differenti gruppi di carico.

	Comb	N	V2	V3	T	M2	M3
		[kN]	[kN]	[kN]	[kN-m]	[kN-m]	[kN-m]
SLU-A1-STR	N _{min}	-37631	-537	-3144	134	-4815	447
	N _{max}	-20240	-523	3071	301	25438	-2169
	V2 _{min}	-30327	-1003	-176	1422	12159	-7400
	V2 _{max}	-32720	612	-180	-2266	11176	11353
	V3 _{min}	-36456	-528	-3296	248	-5367	-1092
	V3 _{max}	-20242	-528	3077	318	25463	-2218
	T _{min}	-30031	478	-187	-3706	11912	15753
	T _{max}	-25227	-664	-237	2925	10017	-10452
	M2 _{min}	-22938	-464	-3090	250	-12439	2798
	M2 _{max}	-33476	294	3014	-1090	34343	7856
	M3 _{min}	-25857	-947	-151	2193	8425	-14456
	M3 _{max}	-31667	442	-184	-2987	10202	19668
SLU-SISMA	N _{min}	-27561	-2065	-11976	-3039	-61199	-14185
	N _{max}	-14665	2069	11836	2550	75379	20860
	V2 _{min}	-24430	-5811	-5015	-7637	-20799	-42704
	V2 _{max}	-18774	5825	4812	7165	35397	49202
	V3 _{min}	-27385	-1984	-12000	-2831	-61290	-13694
	V3 _{max}	-14679	1988	11841	2360	75397	20150
	T _{min}	-23711	-5718	-4885	-8424	-20178	-40953
	T _{max}	-18155	5738	4697	7942	34538	47436
	M2 _{min}	-26566	-1975	-11976	-2842	-61917	-13002
	M2 _{max}	-15459	1997	11836	2352	76273	20223
	M3 _{min}	-23987	-5801	-5013	-7508	-21185	-43832
	M3 _{max}	-18330	5812	4825	7033	35070	50408

RELAZIONE DI CALCOLO PILE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	02	D 09 CL	VI 05 05 002	A	39 di 83

	Comb	N	V2	V3	T	M2	M3
		[kN]	[kN]	[kN]	[kN-m]	[kN-m]	[kN-m]
SLE-RARA	N _{min}	-35630	-888	-1332	513	5151	-3482
	N _{max}	-20310	-348	2094	122	19647	-369
	V2 _{min}	-30327	-1003	-176	1422	12159	-7400
	V2 _{max}	-32720	612	-180	-2266	11176	11353
	V3 _{min}	-26267	-352	-2277	141	-3341	-405
	V3 _{max}	-20312	-351	2098	133	19664	-402
	T _{min}	-29357	578	-170	-3649	11287	16049
	T _{max}	-24548	-871	-154	2751	9782	-11673
	M2 _{min}	-22171	-307	-2155	86	-6475	3057
	M2 _{max}	-24212	198	2075	-752	24046	5572
	M3 _{min}	-25857	-947	-151	2193	8425	-14456
	M3 _{max}	-30666	550	-167	-3075	9919	19182
SLE-FREQ	N _{min}	-24435	0	-1334	-283	936	3882
	N _{max}	-20372	6	1225	-248	14498	3267
	V2 _{min}	-23870	-97	-150	178	8344	1866
	V2 _{max}	-23870	159	-150	-662	8343	4845
	V3 _{min}	-23948	2	-1397	-231	706	3226
	V3 _{max}	-20374	2	1228	-235	14509	3228
	T _{min}	-22272	101	633	-1655	12922	7698
	T _{max}	-22272	-27	632	1167	12988	-945
	M2 _{min}	-21490	55	-1324	-293	-1227	5519
	M2 _{max}	-22714	57	1214	-291	17193	3667
	M3 _{min}	-23169	-40	707	802	12482	-2688
	M3 _{max}	-23169	79	707	-1286	12480	9557
SLE-Q.PER	N _{min}	-20468	2	-77	-237	6777	3228

	NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA RADDOPPIO DELLA TRATTA BICOCCA – CATENANUOVA Lotto 2: Taormina (e) – Giampilieri (e) PROGETTO DEFINITIVO					
	RELAZIONE DI CALCOLO PILE	COMMESSA RS2S	LOTTO 02	CODIFICA D 09 CL	DOCUMENTO VI 05 05 002	REV. A

6.2.1 Verifiche a pressoflessione in mezzeria

La sezione di verifica è la seguente:

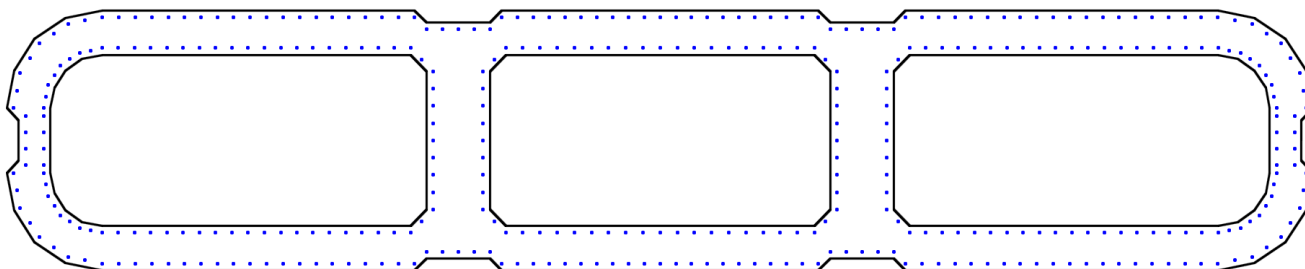


Figura 11- Sezione di verifica pila P8 in mezzeria

L'armatura considerata è pari a 386 \varnothing 26 ($A_s=2049.39\text{cm}^2$, \varnothing 26/20cm)

L'armatura resistente per la verifica a pressoflessione è la stessa della sezione di base.

Poiché i momenti agenti nelle due direzioni principali sono inferiori, le verifiche a pressoflessione non si riportano poiché risultano sicuramente soddisfatte.

Vengono invece riportate le verifiche a taglio.

6.2.2 Verifiche a taglio in mezzeria

Si precisa che per la sezione di mezzeria i rapporti tra momento resistente e momento di progetto risultano maggiori di quelli relativi alla sezione di base.

Essendo quindi inferiore la riserva di resistenza alla base della pila sarà in quella sezione che eventualmente si potrà formare una cerniera plastica.

Per questo motivo la verifica a taglio secondo la gerarchia delle resistenze non sarà svolta per la sezione di mezzeria della pila.

6.2.2.1 VERIFICA A TAGLIO LONGITUDINALE (V3)

Il taglio viene distribuito negli elementi indicati nella figura precedente in funzione della rigidezza dei singoli elementi utilizzando la seguente formulazione $I_{el,i} / (I_{el,1} + 2I_{el,2})$

N_{Ed}	27561	[kN]
A_{TOT}	22.3	[m ²]
V_{Ed}	12000	[kN]
σ_{Ed}	1.24	[N/mm ²]
N_{ck}	683881	[kN]

Elemento	b	h	l	% di l	Taglio	N
	[m]	[m]	[m ⁴]		[kN]	[kN]
SETTO CENTRALE	0.8	2.9	1.63	39.65	4757.91	2871.32
SETTO LATERALE	0.55	2.1	0.42	10.35	1242.09	1429.47

Setto Laterale

Geometria sezione

b_w	400 [mm]
d	1900 [mm]
A_c	760000 [mm ²]

Caratteristiche armature

n_{bl}	4	numero barre longitudinali
ϕ_{bl}	26 [mm]	diametro delle barre longitudinali
n_{bw}	2	numero di bracci delle staffe
ϕ_{st}	20 [mm]	diametro delle staffe
s_{st}	200 [mm]	passo delle staffe
α	90 [°]	inclinazione delle staffe ($\alpha=90^\circ$ per staffe ortogonali all'asse)

Caratteristiche sollecitazioni

N_{Ed}	1429.47 [kN]	sfuerzo normale di calcolo (+ per compressione)
V_{Ed}	1242.09 [kN]	taglio di calcolo
N_{Rd}	15559.7 [kN]	sfuerzo normale di compressione massimo

Dati traliccio resistente

θ	45	inclinazione delle bielle di calcestruzzo rispetto all'asse
$\text{ctg } \theta$	1	$1 < \text{ctg } \theta < 2.5$

Valore di verifica del taglio resistente

V_{Rd}	461.7 [kN]	Taglio resistente per elemento privo di armatura trasversale a taglio
V_{Rd}	2102.1 [kN]	Taglio resistente per elemento con armatura trasversale a taglio

Setto Centrale

Geometria sezione

b_w	800 [mm]
d	2900 [mm]
A_c	2320000 [mm ²]

Caratteristiche armature

n_{bl}	4	numero barre longitudinali
ϕ_{bl}	26 [mm]	diametro delle barre longitudinali
n_{bw}	2	numero di bracci delle staffe
ϕ_{st}	20 [mm]	diametro delle staffe
s_{st}	100 [mm]	passo delle staffe
α	90 [°]	inclinazione delle staffe ($\alpha=90^\circ$ per staffe ortogonali all'asse)

Caratteristiche sollecitazioni

N_{Ed}	2871.32 [kN]	sforzo normale di calcolo (+ per compressione)
V_{Ed}	4757.91 [kN]	taglio di calcolo
N_{Rd}	47498.1 [kN]	sforzo normale di compressione massimo

Dati traliccio resistente

θ	45	inclinazione delle bielle di calcestruzzo rispetto all'asse
$\text{ctg } \theta$	1	$1 < \text{ctg } \theta < 2.5$

Valore di verifica del taglio resistente

V_{Rd}	1069.1 [kN]	Taglio resistente per elemento privo di armatura trasversale a taglio
V_{Rd}	6417.0 [kN]	Taglio resistente per elemento con armatura trasversale a taglio

RELAZIONE DI CALCOLO PILE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	02	D 09 CL	VI 05 05 002	A	44 di 83

6.2.2.2 VERIFICA A TAGLIO TRASVERSALE (V2)

N_{ed}	27561	[kN]
A_{TOT}	22.3	[m ²]
V_{Ed}	5825	[kN]
σ_{Ed}	1.24	[N/mm ²]
N_{ck}	683881	[kN]

Elemento	b	h	l	nr.elem	% di l	Taglio	N
	[m]	[m]	[m ⁴]			[kN]	[kN]
SETTO	0.55	3.9	2.72	6	16.67	970.83	2654.74

RELAZIONE DI CALCOLO PILE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	02	D 09 CL	VI 05 05 002	A	45 di 83

Geometria sezione

b_w	550 [mm]
d	3900 [mm]
A_c	2145000 [mm ²]

Caratteristiche armature

n_{bl}	4	numero barre longitudinali
ϕ_{bl}	26 [mm]	diametro delle barre longitudinali
n_{bw}	2	numero di bracci delle staffe
ϕ_{st}	20 [mm]	diametro delle staffe
s_{st}	200 [mm]	passo delle staffe
α	90 [°]	inclinazione delle staffe ($\alpha=90^\circ$ per staffe ortogonali all'asse)

Caratteristiche sollecitazioni

N_{Ed}	2654.74 [kN]	sforzo normale di calcolo (+ per compressione)
V_{Ed}	970.83 [kN]	taglio di calcolo
N_{Rd}	43915.3 [kN]	sforzo normale di compressione massimo

Dati traliccio resistente

θ	45	inclinazione delle bielle di calcestruzzo rispetto all'asse
$\text{ctg } \theta$	1	$1 < \text{ctg } \theta < 2.5$

Valore di verifica del taglio resistente

V_{Rd}	963.3 [kN]	Taglio resistente per elemento privo di armatura trasversale a taglio
V_{Rd}	4314.9 [kN]	Taglio resistente per elemento con armatura trasversale a taglio

Le Verifiche a taglio risultano soddisfatte su ogni setto.

	NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA RADDOPPIO DELLA TRATTA BICOCCA – CATENANUOVA Lotto 2: Taormina (e) – Giampilieri (e) PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE DI CALCOLO PILE	COMMESSA RS2S	LOTTO 02	CODIFICA D 09 CL	DOCUMENTO VI 05 05 002	REV. A	FOGLIO 46 di 83

7 VERIFICA PLINTO DI FONDAZIONE

Le armature longitudinali e trasversali dei plinti sono state dimensionate considerando un comportamento a piastra della fondazione.

Le armature a taglio, invece, sono state dimensionate ipotizzando un comportamento a mensola, in cui l'azione è rappresentativa della sollecitazione massima agente sul palo distribuita per la sua lunghezza d'influenza.

7.1 Modello di calcolo

Il plinto di fondazione è stato modellato separatamente mediante l'utilizzo di elementi shell; in particolare sono stati inseriti dei vincoli traslazionali in prossimità dell'impronta di pila e i carichi sono stati applicati in corrispondenza dei pali di fondazione. La modellazione ha interessato solo metà plinto, cioè la parte relativa ad una pila. I carichi di intensità maggiore sono stati applicati nella parte "a sbalzo" in modo da massimizzare gli effetti e quindi ricavare le tensioni di verifica.

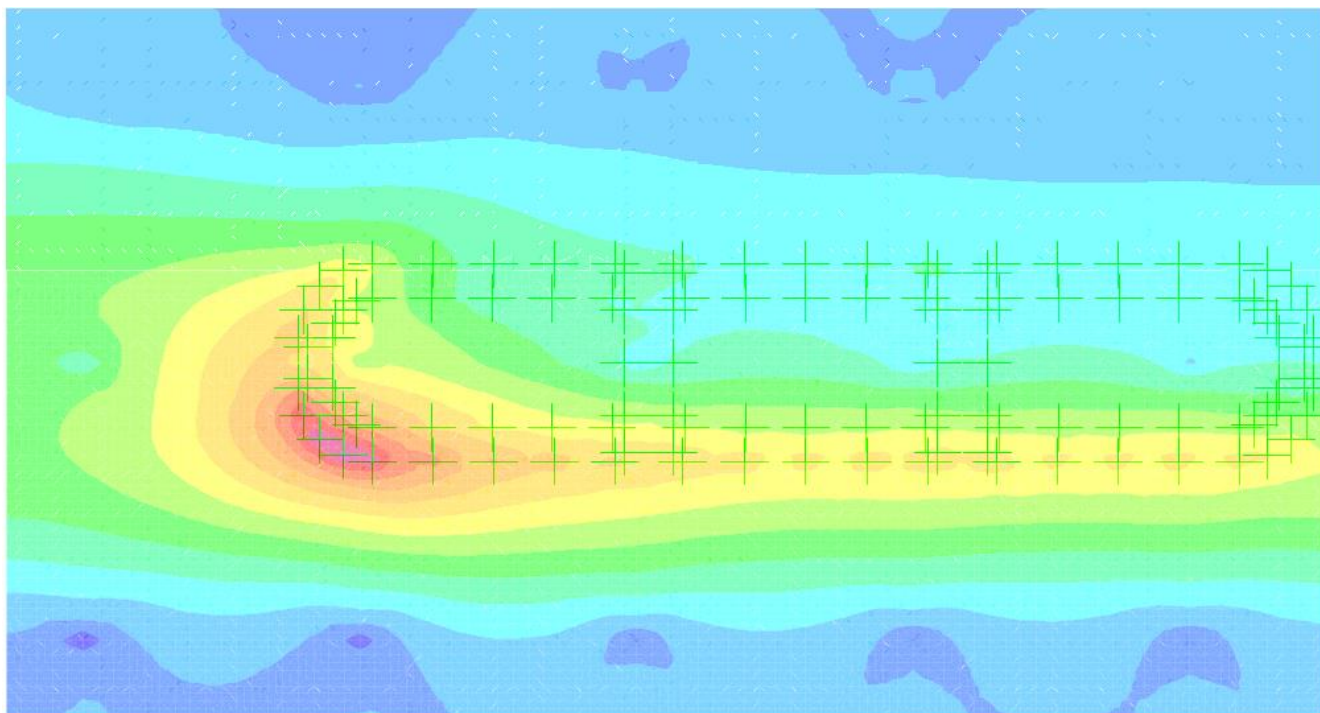


Figura 13 – Plinto P8 _ M22 – Momento Longitudinale

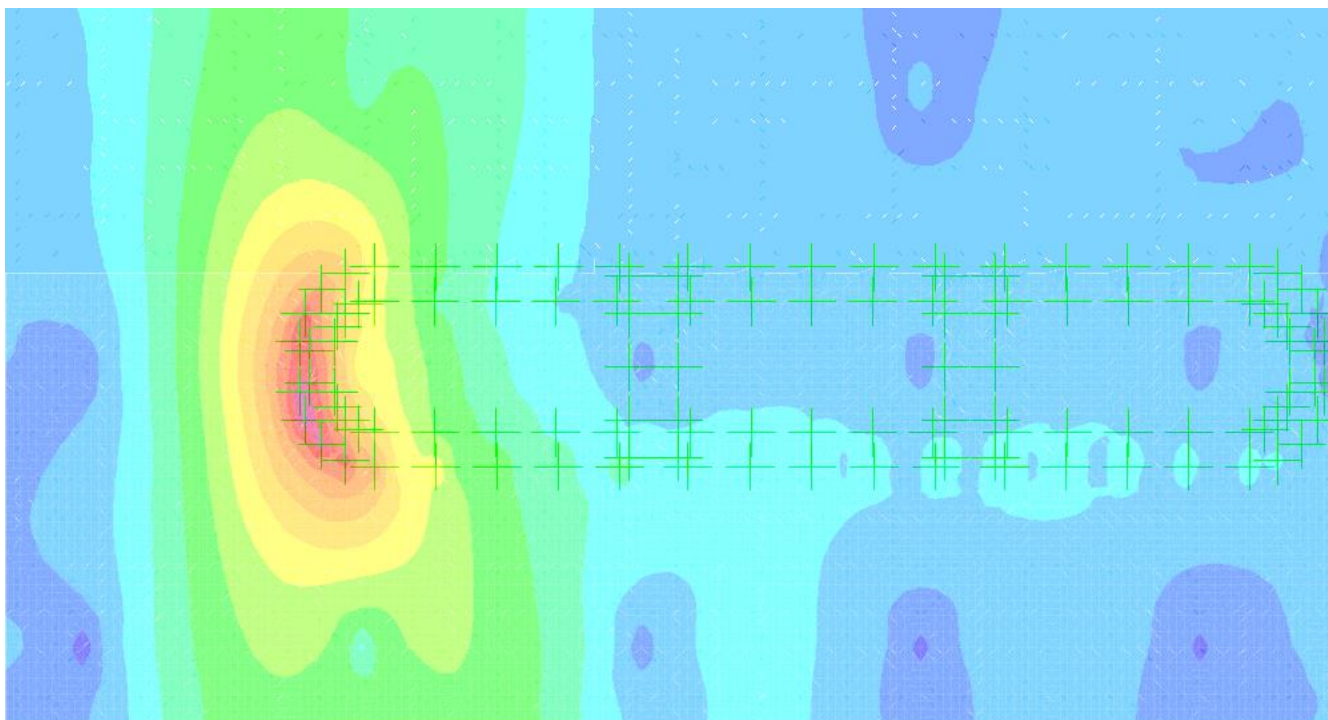
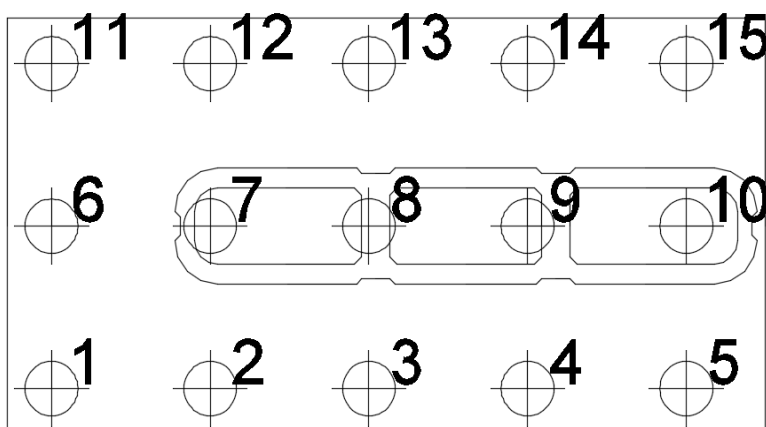


Figura 14 – Plinto P8 _ M33 - Momento Trasversale

7.2 Verifica del plinto P8

Successivamente si riporta la disposizione dei pali e la relativa numerazione



Si riportano anche alcune caratteristiche geometriche del plinto e dei pali di fondazione.

Dimensioni del plinto

Lx	21.75	m
Ly	12	m
Lz	2.5	m
n	15	numero pali

Coordinate pali

palo	x [m]	y [m]	x ²	y ²	Wx[m]	Wy[m]
1	-11.75	-4.5	138.0625	20.25	-61.3564	-45
2	-7.25	-4.5	52.5625	20.25	-99.4397	-45
3	-2.75	-4.5	7.5625	20.25	-3E+02	-45
4	1.75	-4.5	3.0625	20.25	411.9643	-45
5	6.25	-4.5	39.0625	20.25	115.35	-45
6	-11.75	0	138.0625	1E-14	-61.3564	2E+09
7	-7.25	0	52.5625	1E-14	-99.4397	2E+09
8	-2.75	0	7.5625	1E-14	-3E+02	2E+09
9	1.75	0	3.0625	1E-14	411.9643	2E+09
10	6.25	0	39.0625	1E-14	115.35	2E+09
11	-11.75	4.5	138.0625	20.25	-61.3564	45
12	-7.25	4.5	52.5625	20.25	-99.4397	45
13	-2.75	4.5	7.5625	20.25	-3E+02	45
14	1.75	4.5	3.0625	20.25	411.9643	45
15	6.25	4.5	39.0625	20.25	115.35	45

Si riportano le sollecitazioni massime alla base del plinto e gli sforzi agenti sui singoli pali. Questi ultimi sono stati ricavati utilizzando le seguenti formulazioni:

Sforzo normale sul singolo palo:
$$N_i = \frac{N}{n} - \frac{M_y}{\sum x^2} x_i - \frac{M_x}{\sum y^2} y_i$$

Sforzo di taglio orizzontale su singolo palo:
$$H_i = \sqrt{V_x^2 + V_y^2} / n$$

Dove:

n è il numero di pali di fondazione

x è la distanza longitudinale del palo dal baricentro del plinto

y è la distanza trasversale del palo dal baricentro del plinto

N, M_x, M_y, V_x, V_y sono le sollecitazioni calcolate a intradosso plinto di fondazione

RELAZIONE DI CALCOLO PILE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	02	D 09 CL	VI 05 05 002	A	51 di 83

COMBINAZIONE A1-STR

RIEPILOGO SOLLECITAZIONI ALLA BASE DEL PLINTO

	N_{tot}	M_{ytot}	M_{xtot}	V_{ytot}	V_{xtot}
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]
N_{min}	56387	1323	15033.3	-3144	-551
N_{max}	38362	3893	35418.7	3071	-537
$V2_{min}$	48449	10698	11585.85	-176	-1026
$V2_{max}$	51475	13377	10592.25	-180	635
$V3_{min}$	55212	2832	16079.02	-3296	-541
$V3_{max}$	38364	3958	35455.61	3077	-542
T_{min}	48787	17328	11302.63	-187	492
T_{max}	43349	12635	9247.09	-237	-678
$M2_{min}$	38816	3207	22626.81	-3239	-476
$M2_{max}$	52231	8832	44140.62	3014	308
$M3_{min}$	43979	17574	7933.98	-151	-970
$M3_{max}$	50422	21127	9604.81	-184	456

	PALO 1	PALO 2	PALO 3	PALO 4	PALO 5	PALO 6	PALO 7	PALO 8	PALO 9	PALO 10	PALO 11	PALO 12	PALO 13	PALO 14	PALO 15	H_i
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
N_{min}	4526	4517	4508	4499	4490	4159	4150	4141	4131	4122	3791	3782	3773	3764	3755	234
N_{max}	3749	3722	3695	3669	3642	2883	2856	2830	2803	2776	2017	1990	1964	1937	1910	229
$V2_{min}$	4028	3954	3881	3808	3734	3745	3671	3598	3524	3451	3461	3388	3315	3241	3168	76
$V2_{max}$	4274	4182	4090	3998	3906	4015	3923	3831	3739	3647	3756	3664	3572	3480	3388	48
$V3_{min}$	4493	4473	4454	4434	4415	4100	4080	4061	4041	4022	3707	3687	3668	3648	3629	245
$V3_{max}$	3751	3724	3697	3669	3642	2884	2857	2830	2803	2776	2018	1990	1963	1936	1909	229
T_{min}	4165	4046	3927	3808	3689	3888	3769	3650	3531	3412	3612	3493	3374	3255	3136	39
T_{max}	3631	3545	3458	3371	3284	3405	3319	3232	3145	3058	3179	3093	3006	2919	2832	53
$M2_{min}$	3457	3435	3413	3391	3369	2904	2882	2860	2838	2816	2351	2329	2307	2285	2263	240
$M2_{max}$	5068	5007	4946	4886	4825	3989	3928	3867	3807	3746	2910	2849	2788	2728	2667	222
$M3_{min}$	3734	3613	3493	3372	3251	3540	3419	3299	3178	3057	3346	3226	3105	2984	2864	72
$M3_{max}$	4311	4166	4021	3876	3731	4076	3931	3786	3641	3496	3842	3697	3551	3406	3261	36

RELAZIONE DI CALCOLO PILE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	02	D 09 CL	VI 05 05 002	A	52 di 83

COMBINAZIONE SISMICA

RIEPILOGO SOLLECITAZIONI ALLA BASE DEL PLINTO

	N_{tot}	$M_{y_{tot}}$	$M_{x_{tot}}$	$V_{y_{tot}}$	$V_{x_{tot}}$
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]
N_{min}	45691	20553	100343.9	-12087	-2097
N_{max}	32780	27238	114070.5	11947	2101
$V2_{min}$	42559	61333	37202	-5069	-5901
$V2_{max}$	36889	67875	51139.99	4866	5915
$V3_{min}$	45516	19782	100518.1	-12111	-2014
$V3_{max}$	32793	26250	114105.6	11952	2018
T_{min}	41841	59363	36158.15	-4939	-5811
T_{max}	36270	65909	49907.34	4752	5832
$M2_{min}$	44388	19678	101085.8	-12107	-2005
$M2_{max}$	33573	26353	114968	11947	2027
$M3_{min}$	42116	62430	37578.93	-5066	-5891
$M3_{max}$	36445	69038	50853.67	4879	5902

	PALO 1	PALO 2	PALO 3	PALO 4	PALO 5	PALO 6	PALO 7	PALO 8	PALO 9	PALO 10	PALO 11	PALO 12	PALO 13	PALO 14	PALO 15	H_i
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
N_{min}	6172	6031	5890	5749	5607	3719	3578	3437	3296	3155	1266	1125	984	843	702	900
N_{max}	5681	5494	5307	5119	4932	2892	2705	2518	2331	2144	104	-83	-270	-457	-644	890
$V2_{min}$	5130	4709	4288	3867	3445	4221	3799	3378	2957	2536	3311	2890	2469	2048	1627	570
$V2_{max}$	5172	4706	4240	3774	3308	3922	3456	2990	2524	2058	2672	2206	1740	1274	808	562
$V3_{min}$	6150	6014	5878	5742	5606	3692	3557	3421	3285	3149	1235	1100	964	828	692	900
$V3_{max}$	5665	5484	5304	5124	4944	2875	2695	2515	2335	2154	86	-94	-274	-455	-635	889
T_{min}	5016	4609	4201	3794	3386	4133	3725	3317	2910	2502	3249	2841	2434	2026	1618	559
T_{max}	5061	4609	4156	3704	3251	3841	3389	2936	2484	2031	2621	2169	1716	1264	811	552
$M2_{min}$	6079	5944	5809	5674	5538	3608	3473	3338	3203	3067	1137	1002	867	732	596	900
$M2_{max}$	5745	5564	5383	5202	5021	2934	2753	2573	2392	2211	124	-57	-238	-419	-600	889
$M3_{min}$	5126	4698	4269	3840	3412	4208	3779	3350	2922	2493	3289	2860	2432	2003	1575	570
$M3_{max}$	5153	4679	4205	3731	3257	3910	3436	2962	2488	2014	2667	2193	1719	1245	771	562

RELAZIONE DI CALCOLO PILE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	02	D 09 CL	VI 05 05 002	A	53 di 83

COMBINAZIONE RARA

RIEPILOGO SOLLECITAZIONI ALLA BASE DEL PLINTO

	N_{tot}	$M_{y_{tot}}$	$M_{x_{tot}}$	$V_{y_{tot}}$	$V_{x_{tot}}$
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]
N_{min}	45200	524	10020.16	-2172	-367
N_{max}	38433	1515	26451.73	2094	-357
$V2_{min}$	44260	4367	8744.37	-198	-526
$V2_{max}$	44260	8890	8744.47	-198	375
$V3_{min}$	44390	1564	10741.35	-2277	-361
$V3_{max}$	38435	1560	26477.19	2098	-361
T_{min}	40914	12086	8483.81	-137	334
T_{max}	40917	7543	8061.07	-183	-454
$M2_{min}$	38746	1043	13579.65	-2258	-315
$M2_{max}$	42334	6229	30789.43	2075	207
$M3_{min}$	42045	9854	6859.69	-185	-478
$M3_{max}$	42042	14707	7312.91	-135	309

	PALO 1	PALO 2	PALO 3	PALO 4	PALO 5	PALO 6	PALO 7	PALO 8	PALO 9	PALO 10	PALO 11	PALO 12	PALO 13	PALO 14	PALO 15	H_i
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
N_{min}	3569	3565	3562	3558	3555	3324	3320	3317	3313	3310	3079	3075	3072	3068	3065	162
N_{max}	3492	3482	3471	3461	3451	2846	2835	2825	2814	2804	2199	2189	2178	2168	2157	156
$V2_{min}$	3538	3508	3478	3448	3418	3324	3294	3264	3234	3204	3110	3080	3050	3020	2990	41
$V2_{max}$	3619	3558	3497	3436	3375	3405	3344	3283	3222	3161	3191	3130	3069	3008	2947	31
$V3_{min}$	3546	3535	3524	3514	3503	3283	3273	3262	3251	3240	3021	3010	2999	2988	2978	169
$V3_{max}$	3494	3483	3472	3462	3451	2847	2836	2825	2814	2804	2199	2189	2178	2167	2156	156
T_{min}	3424	3341	3258	3175	3092	3217	3134	3051	2968	2885	3010	2927	2844	2761	2678	26
T_{max}	3333	3281	3229	3177	3126	3136	3084	3032	2980	2929	2939	2887	2835	2783	2732	36
$M2_{min}$	3192	3185	3178	3170	3163	2860	2853	2846	2839	2831	2528	2521	2514	2507	2499	167
$M2_{max}$	3969	3926	3883	3840	3798	3216	3173	3131	3088	3045	2463	2421	2378	2335	2292	153
$M3_{min}$	3428	3360	3292	3225	3157	3260	3192	3125	3057	2989	3092	3025	2957	2889	2822	38
$M3_{max}$	3525	3424	3324	3223	3122	3347	3246	3145	3044	2943	3168	3067	2966	2865	2764	25

RELAZIONE DI CALCOLO PILE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	02	D 09 CL	VI 05 05 002	A	54 di 83

COMBINAZIONE FREQUENTE

RIEPILOGO SOLLECITAZIONI ALLA BASE DEL PLINTO

	N_{tot}	M_{ytot}	M_{xtot}	V_{ytot}	V_{xtot}
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]
N_{min}	42557	3881	3401.05	-1334	0
N_{max}	38495	3287	18480.2	1225	6
$V2_{min}$	41992	1550	7856.75	-150	-97
$V2_{max}$	41992	5362	7856.64	-150	159
$V3_{min}$	42070	3232	3834.68	-1397	2
$V3_{max}$	38497	3234	18496.44	1228	2
T_{min}	40395	8024	14977.14	633	101
T_{max}	40395	1034	15043.28	632	-27
$M2_{min}$	38684	3854	5592.99	-1386	57
$M2_{max}$	40837	3850	21139.01	1214	57
$M3_{min}$	41292	2821	14780.05	707	-40
$M3_{max}$	41292	9814	14778.14	707	79

	PALO 1	PALO 2	PALO 3	PALO 4	PALO 5	PALO 6	PALO 7	PALO 8	PALO 9	PALO 10	PALO 11	PALO 12	PALO 13	PALO 14	PALO 15	H_i
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
N_{min}	3274	3247	3220	3194	3167	3190	3164	3137	3110	3084	3107	3081	3054	3027	3001	98
N_{max}	3334	3311	3288	3266	3243	2882	2859	2837	2814	2792	2430	2408	2385	2362	2340	90
$V2_{min}$	3299	3289	3278	3267	3257	3107	3097	3086	3075	3065	2915	2904	2894	2883	2873	13
$V2_{max}$	3368	3331	3294	3257	3220	3175	3139	3102	3065	3028	2983	2947	2910	2873	2836	16
$V3_{min}$	3237	3215	3192	3170	3148	3143	3121	3099	3076	3054	3049	3027	3005	2983	2961	102
$V3_{max}$	3333	3311	3289	3267	3244	2881	2859	2837	2814	2792	2429	2407	2385	2362	2340	90
T_{min}	3472	3417	3362	3307	3252	3106	3051	2996	2941	2886	2740	2685	2630	2575	2520	47
T_{max}	3349	3341	3334	3327	3320	2981	2974	2967	2960	2952	2613	2606	2599	2592	2585	46
$M2_{min}$	3043	3016	2990	2963	2937	2906	2879	2853	2826	2800	2769	2743	2716	2690	2663	102
$M2_{max}$	3580	3554	3528	3501	3475	3064	3037	3011	2984	2958	2547	2521	2494	2468	2441	89
$M3_{min}$	3440	3421	3401	3382	3362	3079	3059	3040	3021	3001	2717	2698	2679	2659	2640	52
$M3_{max}$	3565	3498	3430	3363	3296	3204	3137	3069	3002	2934	2843	2775	2708	2641	2573	52

RELAZIONE DI CALCOLO PILE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	02	D 09 CL	VI 05 05 002	A	55 di 83

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE

RIEPILOGO SOLLECITAZIONI ALLA BASE DEL PLINTO

	N_{tot}	$M_{y_{tot}}$	$M_{x_{tot}}$	$V_{y_{tot}}$	$V_{x_{tot}}$
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]
N_{min}	38590	3235	6525.13	-77	2

	PALO 1	PALO 2	PALO 3	PALO 4	PALO 5	PALO 6	PALO 7	PALO 8	PALO 9	PALO 10	PALO 11	PALO 12	PALO 13	PALO 14	PALO 15	H_i
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
N_{min}	3047	3025	3003	2981	2959	2888	2866	2843	2821	2799	2728	2706	2684	2662	2640	6

Successivamente si riportano le verifiche a flessione del plinto di fondazione nelle quali si sono assunti come momenti di progetto i valori massimi ottenuti da modello mediante l'involuppo delle combinazioni A1-STR e SISMICA riportate precedentemente.

7.2.1 Verifica a flessione

In direzione longitudinale all'asse dell'impalcato la verifica è la seguente:

Titolo: M22min

N° figure elementari: Zoom

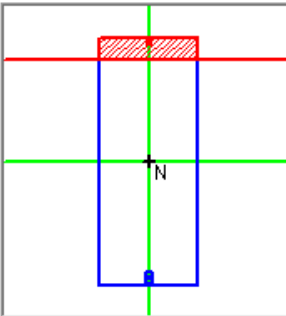
N° strati barre: Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	250

N°	As [cm²]	d [cm]
1	22.62	5
2	45.24	240
3	45.24	245

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.



Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione

Retta Devia

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ cm Col. modello

Precompresso

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
M_{xEd} kNm
M_{yEd} kNm

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Materiali

B450C **C25/30**

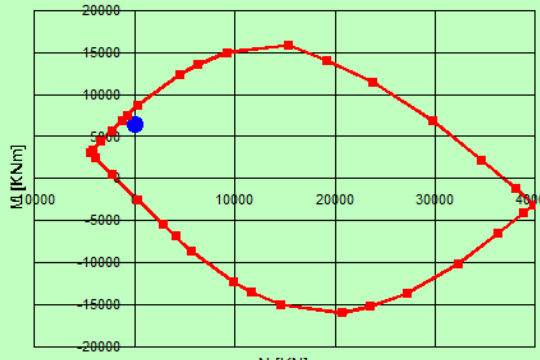
ε_{su} ‰ ε_{c2} ‰
f_{yd} N/mm² ε_{cu} ‰
E_s N/mm² f_{cd} N/mm²
E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
ε_{syd} ‰ σ_{c,adm} N/mm²
σ_{s,adm} N/mm² τ_{co} τ_{c1}

M_{xRd} kNm

σ_c N/mm²
σ_s N/mm²
ε_c ‰
ε_s ‰
d cm
x x/d δ

Moment Diagram

M22min



Legend: — M-NRd ● M-NEd

Sollecitazioni

N.	N [kN]	M [kNm]
1	0	6500

$$M_{Ed} = 6500 \text{ kNm} < M_{Rd} = 8355 \text{ kNm}$$

→ VERIFICATO

Titolo : **M22max**

N° figure elementari Zoom

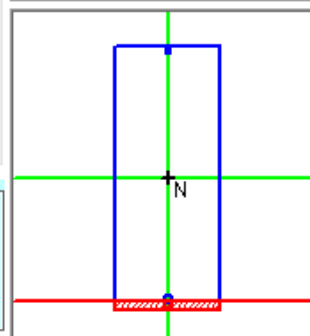
N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	250

N°	As [cm²]	d [cm]
1	22.62	5
2	45.24	240
3	45.24	245

Tipo Sezione

- Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.



Sollecitazioni

S.L.U.

Metodo n

N _{Ed}	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/>	kN
M _{xEd}	<input type="text" value="-900"/>	<input type="text" value="0"/>	kNm
M _{yEd}	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/>	

P.to applicazione N

- Centro Baricentro cls
 Coord.[cm]

xN

yN

Tipo rottura

Lato acciaio - Acciaio snervato

Metodo di calcolo

- S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione

- Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd

Dominio M-N

L₀ cm

Col. modello

Materiali

B450C

C25/30

ϵ_{su}	<input type="text" value="67.5"/>	%	ϵ_{c2}	<input type="text" value="2"/>	%
f_{yd}	<input type="text" value="394.7"/>	N/mm²	ϵ_{cu}	<input type="text" value="3.5"/>	
E_s	<input type="text" value="200'000"/>	N/mm²	f_{cd}	<input type="text" value="14.17"/>	
E_s/E_c	<input type="text" value="15"/>		f_{cc}/f_{cd}	<input type="text" value="0.8"/>	?
ϵ_{syd}	<input type="text" value="1.974"/>	%	$\sigma_{c,adm}$	<input type="text" value="9.75"/>	
$\sigma_{s,adm}$	<input type="text" value="255"/>	N/mm²	τ_{co}	<input type="text" value="0.6"/>	
			τ_{c1}	<input type="text" value="1.829"/>	

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²

σ_s N/mm²

ϵ_c ‰

ϵ_s ‰

d cm

x x/d

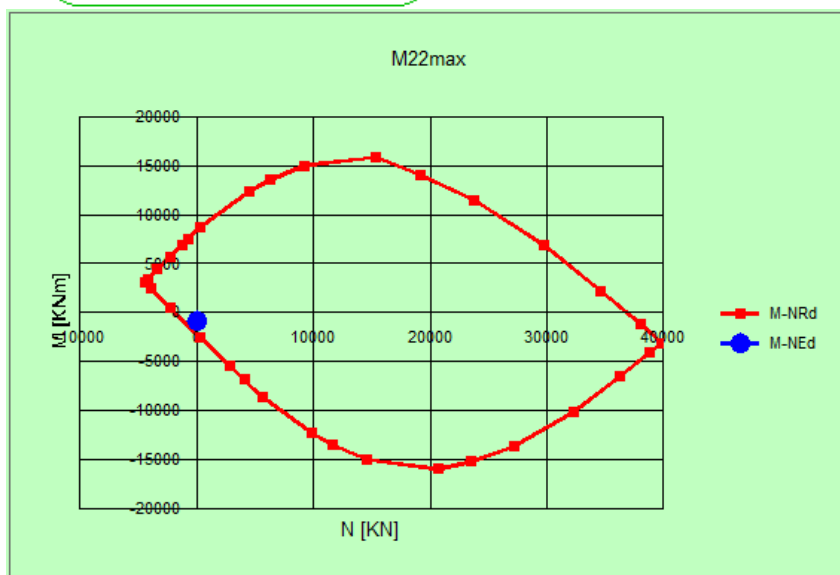
δ

Precompresso

Sollecitazioni

N.	N [kN]	M [kNm]
1	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="-900"/>

Aggiunge



Valori

Infittisci punti

$M_{Ed} = 900 \text{ kNm} < M_{Rd} = 2187 \text{ kNm}$

→ VERIFICATO

In direzione trasversale all'asse dell'impalcato la verifica è la seguente:

Titolo : M11min

N° figure elementari **Zoom** N° strati barre **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	250

N°	As [cm²]	d [cm]
1	22.62	5
2	45.24	240
3	53.09	245

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N _{Ed}	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/> kN
M _{xEd}	<input type="text" value="6800"/>	<input type="text" value="0"/> kNm
M _{yEd}	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/>

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls

Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

B450C	C25/30
ε _{su} <input type="text" value="67.5"/> ‰	ε _{c2} <input type="text" value="2"/> ‰
f _{yd} <input type="text" value="394.7"/> N/mm²	ε _{cu} <input type="text" value="3.5"/> ‰
E _s <input type="text" value="200'000"/> N/mm²	f _{cd} <input type="text" value="14.17"/>
E _s /E _c <input type="text" value="15"/>	f _{cc} /f _{cd} <input type="text" value="0.8"/> [?]
ε _{syd} <input type="text" value="1.974"/> ‰	σ _{c,adm} <input type="text" value="9.75"/>
σ _{s,adm} <input type="text" value="255"/> N/mm²	τ _{co} <input type="text" value="0.6"/>
	τ _{c1} <input type="text" value="1.829"/>

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²

σ_s N/mm²

ε_c ‰

ε_s ‰

d cm

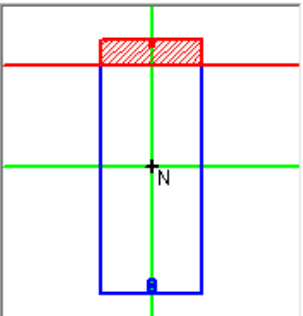
x x/d δ

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi

a T Circolare

Rettangoli Coord.



Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-

Metodo n

Tipo flessione

Retta Deviate

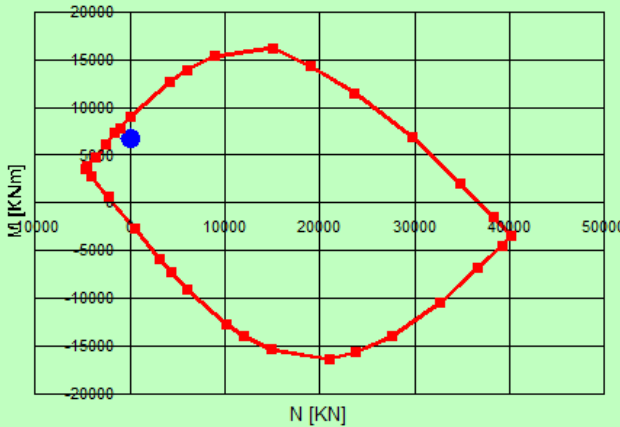
N° rett.

Calcola MRd **Dominio M-N**

L₀ cm **Col. modello**

Precompresso

M11min



— M-NRd ● M-NEd

N.	N [kN]	M [kNm]
1	0	6800

Aggiunge

Valori Infiltrisci punti

$M_{Ed} = 6800 \text{ kNm} < M_{Rd} = 9050 \text{ kNm}$

→ VERIFICATO

Titolo: **M11max**

N° figure elementari Zoom

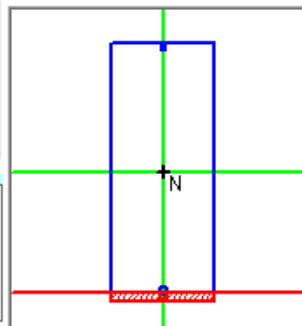
N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	250

N°	As [cm²]	d [cm]
1	22.62	5
2	45.24	240
3	53.09	245

Tipo Sezione

- Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.



Sollecitazioni

S.L.U.

Metodo n

N _{Ed}	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/> kN
M _{xEd}	<input type="text" value="-1300"/>	<input type="text" value="0"/> kNm
M _{yEd}	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/>

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls

Coord.[cm] xN

yN

Tipo rottura

Lato acciaio - Acciaio snervato

Metodo di calcolo

- S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione

- Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd

Dominio M-N

L₀ cm

Col. modello

Materiali

ε _{su}	<input type="text" value="67.5"/> ‰	ε _{c2}	<input type="text" value="2"/> ‰
f _{yd}	<input type="text" value="394.7"/> N/mm²	ε _{cu}	<input type="text" value="3.5"/> ‰
E _s	<input type="text" value="200'000"/> N/mm²	f _{cd}	<input type="text" value="14.17"/> ‰
E _s /E _c	<input type="text" value="15"/>	f _{cc} /f _{cd}	<input type="text" value="0.8"/> ?
ε _{syd}	<input type="text" value="1.974"/> ‰	σ _{c,adm}	<input type="text" value="9.75"/>
σ _{s,adm}	<input type="text" value="255"/> N/mm²	τ _{co}	<input type="text" value="0.6"/>
		τ _{c1}	<input type="text" value="1.829"/>

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²

σ_s N/mm²

ε_c ‰

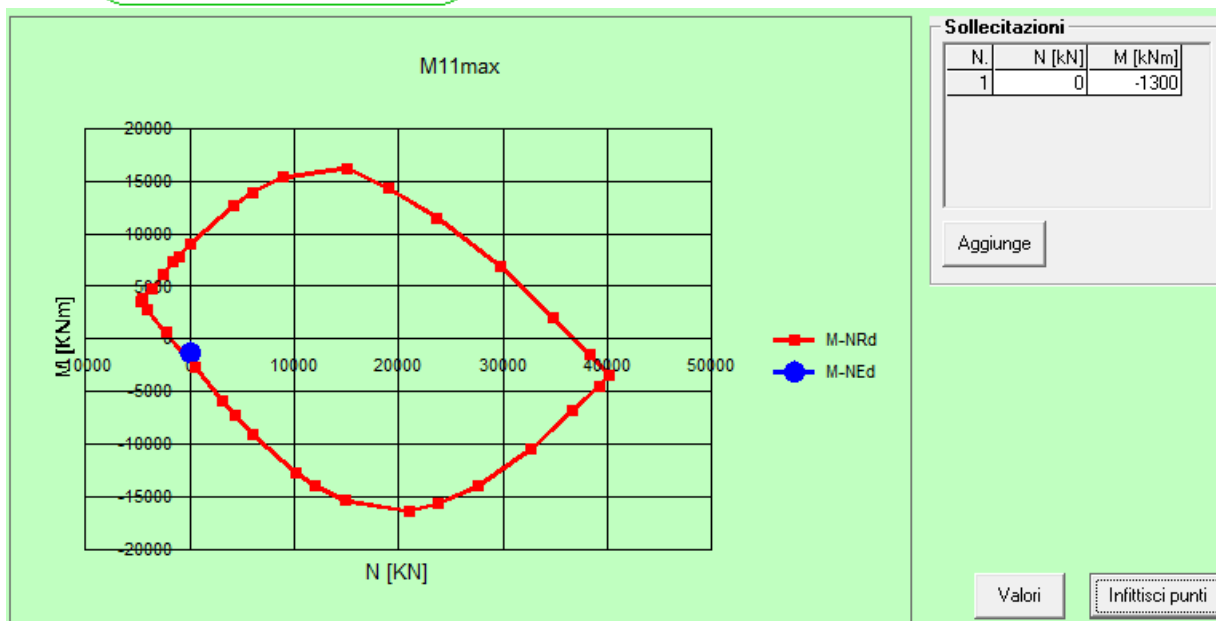
ε_s ‰

d cm

x x/d

δ

Precompresso

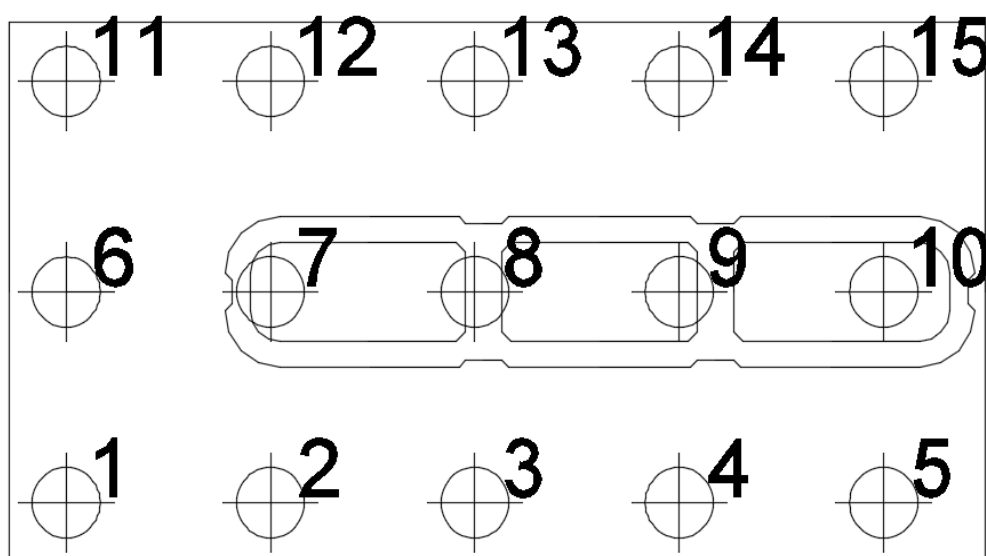


M_{Ed} = 1300 kNm < M_{Rd} = 2189 kNm

→ VERIFICATO

7.2.2 Verifica a taglio

Il dimensionamento viene effettuato considerando come azione di progetto il valore massimo che si ottiene ripartendo lo sforzo normale agente sul generico palo di fondazione per la sua lunghezza di influenza.



Le zone verificate sono 3:

- 1- Zona longitudinale laterale: Dimensionamento effettuato considerando il carico massimo del palo nr.2 più il 50% del carico massimo del palo 1
- 2- Zona longitudinale centrale: Dimensionamento effettuato considerando il carico massimo del palo nr.3
- 3- Zona trasversale: Dimensionamento effettuato considerando il carico massimo del palo nr.6 più il 50% dei carichi massimi dei pali nr.1 e nr.11

Zona longitudinale laterale

$P_{max} = 10029 \text{ kN}$

al ml: $P_{max} = 10029 / 3,25 \approx 3100 \text{ kN/m}$

Verifica a Taglio soletta con armature aggiuntive secondo DM 14.01.2008

$R_{ck} =$	30 N/mm ²	
$f_{cd} =$	17 N/mm ²	
$f'_{cd} =$	8 N/mm ²	resistenza a compressione ridotta
$\alpha_c =$	1	coefficiente = 1 in quanto sforzo normale assente
$f_{yd} =$	391.3 N/mm ²	resistenza armatura aggiuntiva a taglio
$h =$	250.0 cm	altezza della trave
$c =$	5.0 cm	copriferro armatura superiore
$d =$	245 cm	altezza utile delle sezione
$b_w =$	100 cm	
$\phi =$	14 mm	diametro dell'armatura aggiuntiva
n braccia =	4	ferri a pettine passo 25 cm
$A_{sw} =$	6.16 cm ² /m	area delle armature trasversali a ml di soletta
$s =$	30 cm	interasse meccanismo resistente del traliccio
$\alpha =$	90 °	inclinazione armatura aggiuntiva: 90° ferri pettine, 45° piegati
$\alpha =$	1.57 rad	

Il valore di θ che uguaglia i due contributi di resistenza a taglio trazione V_{sd} e a taglio compressione V_{cd} è

$\theta = 18.12^\circ$ inclinazione dei puntoni d'anima

$V_{rsd} = 5411 \text{ kN}$ taglio trazione

$V_{rcd} = 5411 \text{ kN}$ taglio compressione

$\text{ctg } \theta = 3.06 \Rightarrow$ si assume $\text{ctg } \theta = 2.5$

$V_{rsd} = 4427 \text{ kN}$

$V_{rcd} = 6311 \text{ kN}$

$V_{rd} = \min[V_{rsd}; V_{rcd}] = 4427 \text{ kN}$ tenuto conto delle armature aggiuntive

$V_{ed} = 3100.0 \text{ kN}$ $V_{rd} > V_{ed} \Rightarrow$ verifica soddisfatta

Zona longitudinale centrale

$P_{max} = 6479 \text{ kN}$

al ml: $P_{max} = 6479 / 4.5 \approx 1450 \text{ kN/m}$

Verifica a Taglio soletta con armature aggiuntive secondo DM 14.01.2008

$R_{ck} =$	30 N/mm ²	
$f_{cd} =$	17 N/mm ²	
$f'_{cd} =$	8 N/mm ²	resistenza a compressione ridotta
$\alpha_c =$	1	coefficiente = 1 in quanto sforzo normale assente
$f_{yd} =$	391.3 N/mm ²	resistenza armatura aggiuntiva a taglio
$h =$	250.0 cm	altezza della trave
$c =$	5.0 cm	copriferro armatura superiore
$d =$	245 cm	altezza utile delle sezione
$b_w =$	100 cm	
$\phi =$	12 mm	diametro dell'armatura aggiuntiva
n braccia =	2.5	ferri a pettine passo 40 cm
$A_{sw} =$	2.83 cm ² /m	area delle armature trasversali a ml di soletta
$s =$	30 cm	interasse meccanismo resistente del traliccio
$\alpha =$	90 °	inclinazione armatura aggiuntiva: 90° ferri pettine, 45° piegati
$\alpha =$	1.57 rad	

Il valore di θ che uguaglia i due contributi di resistenza a taglio trazione V_{sd} e a taglio compressione V_{cd} è

$\theta = 12.17^\circ$ inclinazione dei puntoni d'anima

$V_{rsd} = 3771 \text{ kN}$ taglio trazione

$V_{rcd} = 3771 \text{ kN}$ taglio compressione

$\text{ctg } \theta = 4.64 \Rightarrow \text{si assume } \text{ctg } \theta = 2.5$

$V_{rsd} = 2033 \text{ kN}$

$V_{rcd} = 6311 \text{ kN}$

$V_{rd} = \min[V_{rsd}; V_{rdc}] = 2033 \text{ kN}$ tenuto conto delle armature aggiuntive

$V_{ed} = 1450.0 \text{ kN}$ **$V_{rd} > V_{ed} \Rightarrow \text{verifica soddisfatta}$**

Zona trasversale

$P_{max} = 9858 \text{ kN}$

al ml: $P_{max} = 9858 / 3,2 \approx 3100 \text{ kN/m}$

Verifica a Taglio soletta con armature aggiuntive secondo DM 14.01.2008

$R_{ck} =$	30 N/mm ²	
$f_{cd} =$	17 N/mm ²	
$f'_{cd} =$	8 N/mm ²	resistenza a compressione ridotta
$\alpha_c =$	1	coefficiente = 1 in quanto sforzo normale assente
$f_{yd} =$	391.3 N/mm ²	resistenza armatura aggiuntiva a taglio
$h =$	250.0 cm	altezza della trave
$c =$	5.0 cm	copriferro armatura superiore
$d =$	245 cm	altezza utile delle sezione
$b_w =$	100 cm	
$\phi =$	14 mm	diametro dell'armatura aggiuntiva
n braccia =	3.3	ferri a pettine passo 30 cm
$A_{sw} =$	5.13 cm ² /m	area delle armature trasversali a ml di soletta
$s =$	25 cm	interasse meccanismo resistente del traliccio
$\alpha =$	90 °	inclinazione armatura aggiuntiva: 90° ferri pettine, 45° piegati
$\alpha =$	1.57 rad	

Il valore di θ che uguaglia i due contributi di resistenza a taglio trazione V_{sd} e a taglio compressione V_{cd} è

$\theta = 18.12 \text{ °}$ inclinazione dei puntoni d'anima

$V_{rsd} =$	5411 kN	taglio trazione
$V_{rcd} =$	5411 kN	taglio compressione
ctg $\theta =$	3.06	=> si assume ctg $\theta = 2.5$

$V_{rsd} =$	4427 kN
$V_{rcd} =$	6311 kN

$V_{rd} = \min[V_{rsd}; V_{rcd}] = 4427 \text{ kN}$ tenuto conto delle armature aggiuntive

$V_{ed} = 3100.0 \text{ kN}$ $V_{rd} > V_{ed} \Rightarrow$ verifica soddisfatta

Le verifiche a taglio risultano soddisfatte.

Si riassumono le caratteristiche del plinto di fondazione:

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Lunghezza = 43.5 m

Largezza = 12.0 m

Altezza = 2.5 m

ARMATURA LONGITUDINALE

Lembo superiore : 1 ϕ 24/200

Lembo inferiore : 2 ϕ 24/100

ARMATURA TRASVERSALE

Lembo superiore : 1 ϕ 24/200

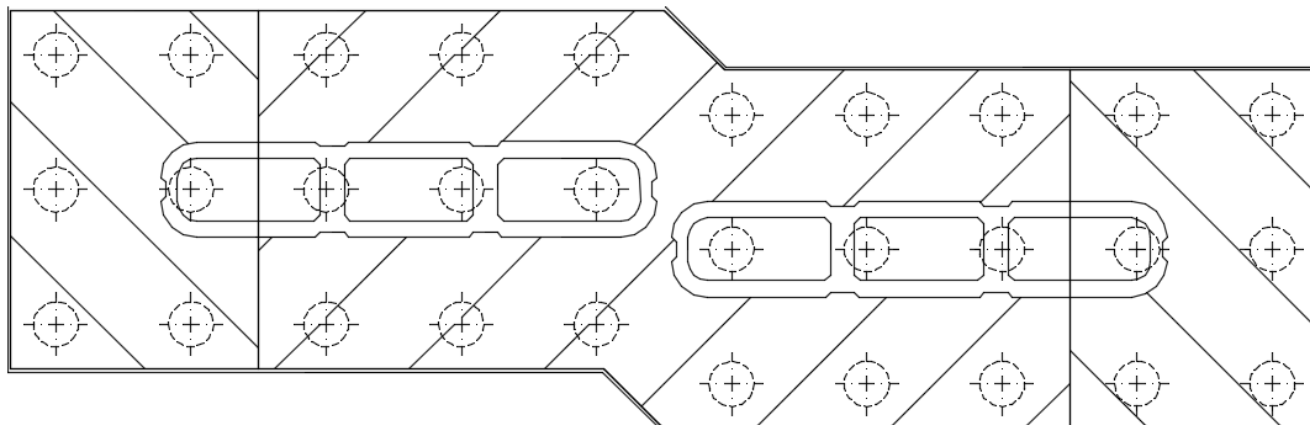
Lembo inferiore : 1 ϕ 24/100

Lembo inferiore : 1 ϕ 26/100

ARMATURA A TAGLIO

Zona laterale : Maglia ϕ 14/250x300 sui primi 8.25 metri

Zona centrale : Maglia ϕ 12/300x400 sui restanti 27 metri



7.2.3 Verifiche agli SLE

7.2.3.1 Verifica tensioni di esercizio: Combinazione RARA

In direzione longitudinale all'asse dell'impalcato la verifica è la seguente:

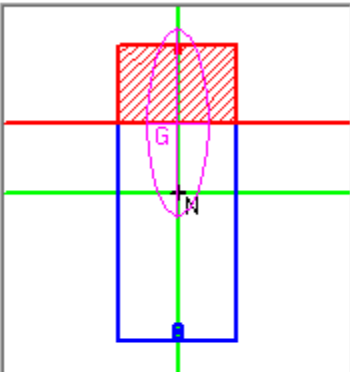
Titolo : Verifica tensioni esercizio_Comb. Rara M22

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	250

N°	As [cm²]	d [cm]
1	22.62	5
2	45.24	240
3	45.24	245

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.



Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N _{Ed}	0	0	kN
M _{xEd}	4600	4600	kNm
M _{yEd}	0	0	

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Materiali

B450C	C25/30
ϵ_{su} 67.5 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰
f_{yd} 394.7 N/mm²	ϵ_{cu} 3.5 ‰
E_s 200'000 N/mm²	f_{cd} 14.17
E_s/E_c 15	f_{cc}/f_{cd} 0.8 ?
ϵ_{syd} 1.974 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 9.75
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm²	τ_{co} 0.6
	τ_{c1} 1.829

σ_c -5.725 N/mm²
 σ_s 232.3 N/mm²
 ϵ_s 1.161 ‰
 d 245 cm
 x 66.13 x/d 0.2699
 δ 0.7774

Verifica
 N° iterazioni:
 Precompresso

$\sigma_c = 5.7 \text{ N/mm}^2 < 0.55 f_{ck} = 0.55 \times 24.9 = 13.7 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_s = 232.3 \text{ N/mm}^2 < 0.75 f_{yk} = 0.75 \times 450 = 337.5 \text{ N/mm}^2$

→ VERIFICATO
 → VERIFICATO

7.2.3.2 Verifica tensioni di esercizio: Combinazione QUASI PERMANENTE

In direzione longitudinale all'asse dell'impalcato la verifica è la seguente:

Titolo : Verifica tensioni esercizio_Comb. Q. Permanente M22

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	250

N°	As [cm²]	d [cm]
1	22.62	5
2	45.24	240
3	45.24	245

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N _{Ed}	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/> kN
M _{xEd}	<input type="text" value="3600"/>	<input type="text" value="3600"/> kNm
M _{yEd}	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/>

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Materiali

B450C	C25/30
ε _{su} <input type="text" value="67.5"/> ‰	ε _{c2} <input type="text" value="2"/> ‰
f _{yd} <input type="text" value="394.7"/> N/mm²	ε _{cu} <input type="text" value="3.5"/>
E _s <input type="text" value="200'000"/> N/mm²	f _{cd} <input type="text" value="14.17"/>
E _s /E _c <input type="text" value="15"/>	f _{cc} /f _{cd} <input type="text" value="0.8"/> ?
ε _{syd} <input type="text" value="1.974"/> ‰	σ _{c,adm} <input type="text" value="9.75"/>
σ _{s,adm} <input type="text" value="255"/> N/mm²	τ _{co} <input type="text" value="0.6"/>
	τ _{c1} <input type="text" value="1.829"/>

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²

ε_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

Verifica
 N° iterazioni:
 Precompresso

$$\sigma_c = 4.48 \text{ N/mm}^2 < 0.4 f_{ck} = 0.4 \times 24.9 = 10.0 \text{ N/mm}^2$$

→ VERIFICATO

$$\sigma_s = 181.8 \text{ N/mm}^2 < 0.75 f_{yk} = 0.75 \times 450 = 337.5 \text{ N/mm}^2$$

→ VERIFICATO

7.2.3.3 Verifica a fessurazione

1.8.3.2.4 REQUISITI CONCERNENTI LA FESSURAZIONE PER STRUTTURE IN C.A., C.A.P. E MISTE

ACCIAIO-CALCESTRUZZO

Si rimanda integralmente al par. 4.1.2.2.4 del DM del 14.1.2008 di seguito riportato con le integrazioni e i chiarimenti elencati nel seguito.

Per assicurare la funzionalità e la durata delle strutture è necessario:

- realizzare un sufficiente ricoprimento delle armature con calcestruzzo di buona qualità e compattezza, bassa porosità e bassa permeabilità;
- non superare uno stato limite di fessurazione adeguato alle condizioni ambientali, alle sollecitazioni ed alla sensibilità delle armature alla corrosione;
- tener conto delle esigenze estetiche.

4.1.2.2.4.1 Definizione degli stati limite di fessurazione

In ordine di severità decrescente si distinguono i seguenti stati limite:

a) stato limite di decompressione nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale è ovunque di compressione ed al più uguale a 0;

b) stato limite di formazione delle fessure, nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale di trazione nella fibra più sollecitata è:

$$\sigma_t = f_{ctm} / 1.2 \quad (4.1.37)$$

dove f_{ctm} è definito nel § 11.2.10.2;

c) stato limite di apertura delle fessure, nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, il valore limite di apertura della fessura calcolato al livello considerato è pari ad uno dei seguenti valori

nominali:

$$w_1 = 0,2 \text{ mm} \quad w_2 = 0,3 \text{ mm} \quad w_3 = 0,4 \text{ mm}$$

Lo stato limite di fessurazione deve essere fissato in funzione delle condizioni ambientali e della sensibilità delle armature alla corrosione, come descritto nel seguito.

Stato limite di apertura delle fessure

L'apertura convenzionale delle fessure, calcolata con la combinazione caratteristica (rara) per gli

SLE, dovrà risultare:

a) $\delta_f \leq w_1$ per strutture in condizioni ambientali aggressive e molto aggressive, così come identificate nel par. 4.1.2.2.4.3 del DM 14.1.2008, per tutte le strutture a permanente contatto con il terreno e per le zone non ispezionabili di tutte le strutture;

b) $\delta_f \leq w_2$ per strutture in condizioni ambientali ordinarie secondo il citato paragrafo del DM 14.1.2008.

Si fa comunque presente che per le sole testate delle travi in c.a.p., se dovessero verificarsi microfessurazioni, queste non dovranno essere di ampiezza superiore a 0.1 mm. Le suddette microfessure, dopo la loro accettazione, andranno trattate con materiali idonei e secondo procedure da concordare con la Committenza.

Le verifiche a fessurazioni vengono svolte considerando una condizione ambientale aggressiva e un'armatura poco sensibile agli effetti della corrosione; conseguentemente i limiti di apertura delle fessure risultano essere:

Comb. RARA < 0.2 mm

Comb. FREQUANTE < 0.3 mm

Comb. QUASI PERMANENTE < 0.2mm

La verifica secondo combinazione rara è la più severa poiché ad essa corrispondono valori di sollecitazione più elevati e un limite di apertura di fessure minore, al pari della combinazione quasi permanente. Per questo motivo la verifica a fessurazione viene svolta solo per la combinazione rara. I casi analizzati sono quattro, due per ogni direzione principale considerando i momenti massimi di combinazione che tendono rispettivamente i lembi inferiore e superiore del plinto:

RELAZIONE DI CALCOLO PILE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	02	D 09 CL	VI 05 05 002	A	71 di 83

1) DIREZIONE LONGITUDINALE: Lembo inferiore teso

$$M_{\max} = 4600 \text{ kNm/m}$$

Verifiche allo stato limite di apertura delle fessure

diametro medio barre tese	$\Phi_t =$	2.40 cm
interasse medio barre tese	$f_c =$	5.00 cm
diametro medio barre compresse	$\Phi_t =$	2.40 cm
interasse medio barre compresse	$f_c =$	20.00 cm
baric. sez.fess.dal lembo inferiore	$y_{gf} =$	66.52 cm
baric. sez. int. reag. dal lembo inf.	$y_g =$	129.57 cm
asse neutro x	$y_n =$	66.52 cm
braccio coppia interna	$z =$	222.83 cm
Momento d'inerzia sezione fessurata	$I_f =$	54305792 cm ⁴
Momento d'inerzia sez.interamente reagente	$I_i =$	154624973 cm ⁴
Momento di prima fessurazione a flessione	$M_{1f} =$	394147 daN m
Momento di prima fessurazione a trazione	$M_{1t} =$	328456 daN m
Momento di formazione delle fessure	$M_{ff} =$	229919 daN m
	$b_{\text{eff}} =$	100 cm
	$d_{\text{eff}} =$	21.80 cm
Area efficace	$A_{\text{eff}} =$	2180 cm ²
<u>Verifica: combinazione rara</u>		
	$k_2 =$	0.4
	$k_3 =$	0.125
	$\beta_1 =$	1
	$\beta_2 =$	0.5
Distanza media tra le fessure	$s_{rm} =$	11.49 cm
Deformazione media nel c.l.s	$\varepsilon_{sm} =$	0.00082
APERTURA MEDIA DI FESSURA	$W_m =$	0.09 mm
VALORE DI CONFRONTO	$W_{1adm} =$	0.20 mm
APERTURA CARATTERISTICA DI FESSURA	$W_k =$	0.16 mm

VERIFICA SODDISFATTA IN QUANTO $W_k < W_{adm}$

2) DIREZIONE LONGITUDINALE: Lembo superiore teso

$$M_{\max} = 600 \text{ kNm/m}$$

Verifiche allo stato limite di apertura delle fessure

diametro medio barre tese	$\Phi_t =$	2.40 cm
interasse medio barre tese	$f_c =$	20.00 cm
diametro medio barre compresse	$\Phi_t =$	2.40 cm
interasse medio barre compresse	$f_c =$	5.00 cm
baric. sez.fess.dal lembo inferiore	$y_{gf} =$	28.70 cm
baric. sez. int. reag. dal lembo inf.	$y_g =$	120.43 cm
asse neutro x	$y_n =$	28.70 cm
braccio coppia interna	$z =$	235.43 cm
Momento d'inerzia sezione fessurata	$I_f =$	17415881 cm ⁴
Momento d'inerzia sez.interamente reagente	$I_i =$	154624973 cm ⁴
Momento di prima fessurazione a flessione	$M_{1f} =$	366325 daN m
Momento di prima fessurazione a trazione	$M_{1t} =$	305271 daN m
Momento di formazione delle fessure	$M_{ff} =$	213690 daN m
	$b_{eff} =$	100 cm
	$d_{eff} =$	21.80 cm
Area efficace	$A_{eff} =$	2180 cm ²
<u>Verifica: combinazione rara</u>		
	$k_2 =$	0.4
	$k_3 =$	0.125
	$\beta_1 =$	1
	$\beta_2 =$	0.5
Distanza media tra le fessure	$s_{rm} =$	23.17 cm
Deformazione media nel c.l.s	$\epsilon_{sm} =$	0.00022
APERTURA MEDIA DI FESSURA	$W_m =$	0.05 mm
VALORE DI CONFRONTO	$W_{1adm} =$	0.20 mm
APERTURA CARATTERISTICA DI FESSURA	$W_k =$	0.09 mm

VERIFICA SODDISFATTA IN QUANTO $W_k < W_{adm}$

3)DIREZIONE TRASVERSALE: Lembo inferiore teso

$$M_{\max} = 5500 \text{ kNm/m}$$

Verifiche allo stato limite di apertura delle fessure

diametro medio barre tese	$\Phi_t =$	2.50 cm
interasse medio barre tese	$f_c =$	5.00 cm
diametro medio barre compresse	$\Phi_t =$	2.40 cm
interasse medio barre compresse	$f_c =$	20.00 cm
baric. sez.fess.dal lembo inferiore	$y_{gf} =$	68.97 cm
baric. sez. int. reag. dal lembo inf.	$y_g =$	130.08 cm
asse neutro x	$y_n =$	68.97 cm
braccio coppia interna	$z =$	222.01 cm
Momento d'inerzia sezione fessurata	$I_f =$	58005074 cm ⁴
Momento d'inerzia sez.interamente reagente	$I_i =$	156320573 cm ⁴
Momento di prima fessurazione a flessione	$M_{1f} =$	400154 daN m
Momento di prima fessurazione a trazione	$M_{1t} =$	333461 daN m
Momento di formazione delle fessure	$M_{ff} =$	233423 daN m
	$b_{\text{eff}} =$	100 cm
	$d_{\text{eff}} =$	22.51 cm
Area efficace	$A_{\text{eff}} =$	2251 cm ²
<u>Verifica: combinazione rara</u>		
	$k_2 =$	0.4
	$k_3 =$	0.125
	$\beta_1 =$	1
	$\beta_2 =$	0.5
Distanza media tra le fessure	$s_{rm} =$	11.36 cm
Deformazione media nel c.l.s	$\epsilon_{sm} =$	0.00099
APERTURA MEDIA DI FESSURA	$W_m =$	0.11 mm
VALORE DI CONFRONTO	$W_{1adm} =$	0.20 mm
APERTURA CARATTERISTICA DI FESSURA	$W_k =$	0.19 mm

VERIFICA SODDISFATTA IN QUANTO $W_k < W_{adm}$

4) DIREZIONE TRASVERSALE: Lembo superiore teso

$$M_{\max} = 780 \text{ kNm/m}$$

Verifiche allo stato limite di apertura delle fessure

diametro medio barre tese	$\Phi_t =$	2.40 cm
interasse medio barre tese	$f_c =$	20.00 cm
diametro medio barre compresse	$\Phi_t =$	2.50 cm
interasse medio barre compresse	$f_c =$	5.00 cm
baric. sez.fess.dal lembo inferiore	$y_{gf} =$	28.10 cm
baric. sez. int. reag. dal lembo inf.	$y_g =$	119.92 cm
asse neutro x	$y_n =$	28.10 cm
braccio coppia interna	$z =$	235.63 cm
Momento d'inerzia sezione fessurata	$I_f =$	17480372 cm ⁴
Momento d'inerzia sez.interamente reagente	$I_i =$	156320573 cm ⁴
Momento di prima fessurazione a flessione	$M_{1f} =$	368899 daN m
Momento di prima fessurazione a trazione	$M_{1t} =$	307416 daN m
Momento di formazione delle fessure	$M_{ff} =$	215191 daN m
	$b_{\text{eff}} =$	100 cm
	$d_{\text{eff}} =$	21.80 cm
Area efficace	$A_{\text{eff}} =$	2180 cm ²

Verifica: combinazione rara

	$k_2 =$	0.4
	$k_3 =$	0.125
	$\beta_1 =$	1
	$\beta_2 =$	0.5
Distanza media tra le fessure	$s_{\text{rm}} =$	23.17 cm

Deformazione media nel c.l.s	$\varepsilon_{\text{sm}} =$	0.00028
APERTURA MEDIA DI FESSURA	$W_m =$	0.07 mm
VALORE DI CONFRONTO	$W_{1\text{adm}} =$	0.20 mm
APERTURA CARATTERISTICA DI FESSURA	$W_k =$	0.11 mm

VERIFICA SODDISFATTA IN QUANTO $W_k < W_{\text{adm}}$

8 VERIFICHE PALI DI FONDAZIONE

8.1 Riepilogo carichi sui pali

	N_{min} (kN)	N_{max} (kN)	H_{max} (kN)
SLE Q.P.	2640	3047	6
SLE FREQUENTE	2340	3580	102
SLE RARA	2156	3969	169
SLU STR	1909	5068	245
SLV ($q = 1.5 - \gamma_{Rd} = 1.1$)	-644	6172	900

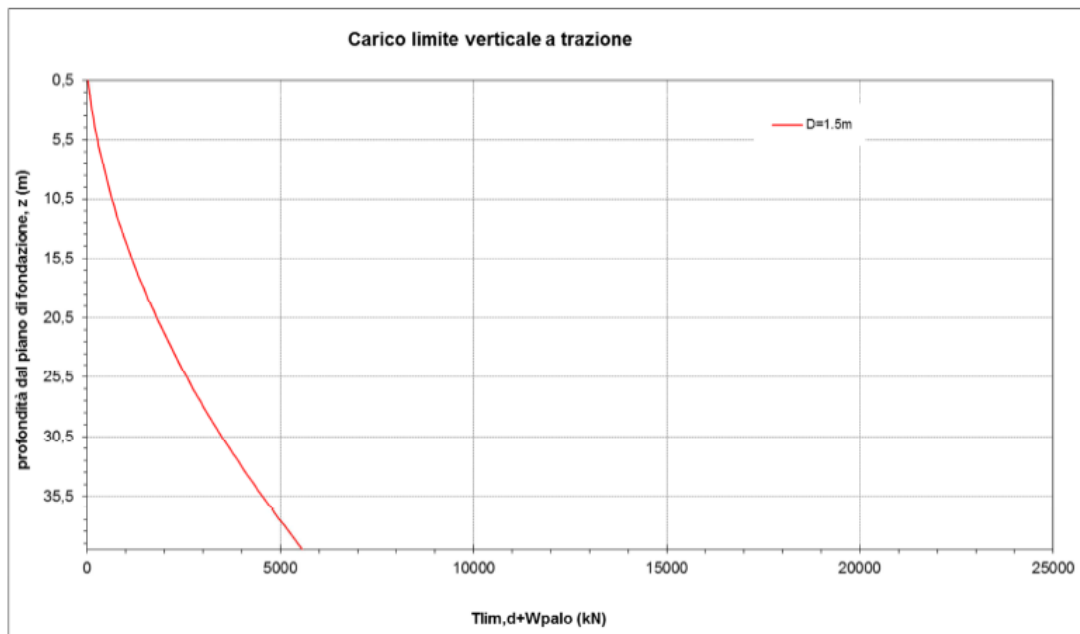
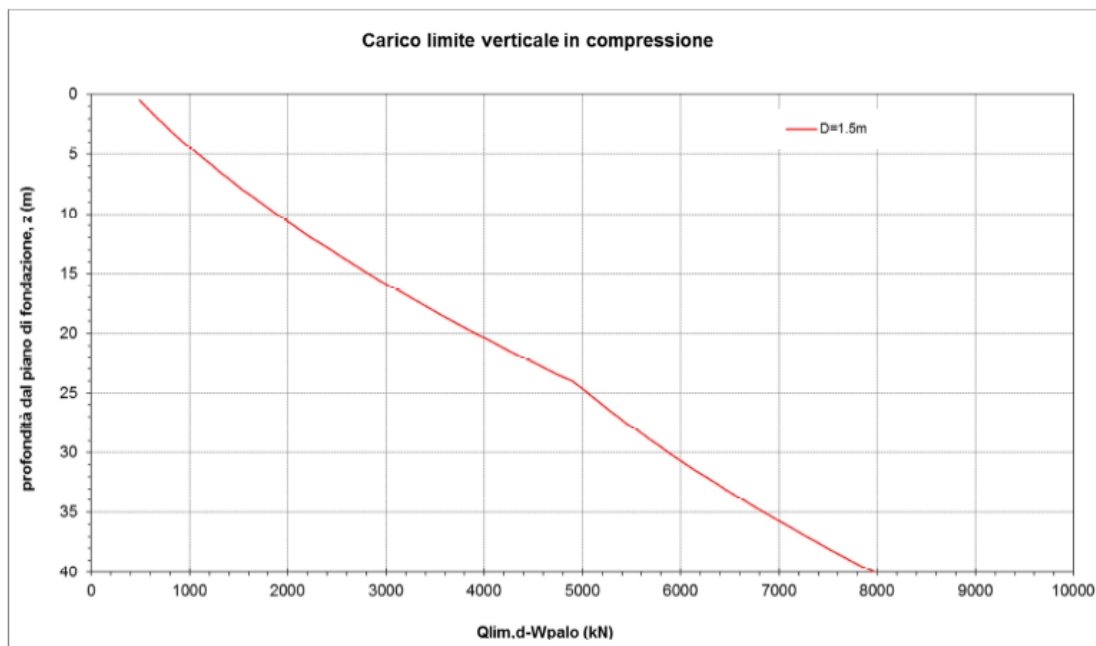
8.2 Verifica capacità portante verticale palo

Il carico totale viene confrontato con la curva di capacità portante. Le curve comprendono già il peso proprio del palo e partono dalla quota testa palo. Per le verifiche seguenti si useranno le sollecitazioni massime tra le combinazioni SLU e SLV (fattore di struttura 1.5 e coefficiente di sovraresistenza 1.1).

Opera	Binario	Pila/Spalla	N_{min} (kN)	N_{max} (kN)	L_{palo} (m)
VI05	Entrambi	P8	-644	6172	40

VI05

Spalla A e pile



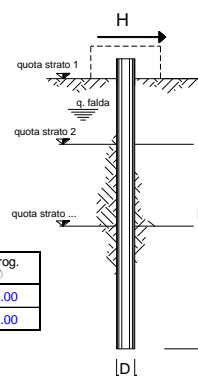
8.3 Verifica palo per forze orizzontali

Viadotto	Binario	Opera	Pila/Spalla	γ_t	φ'	cu	n°vert	q.ta falda	Hsd	My	Hrd	c.r.
-	-	-	-	kN/m	°	kPa	-	m	kN	kNm	kN	-
VI05			P8	18	36	-	1	0	900	6253	1049	0.86

8.3.1 Capacità portante orizzontale (Broms)

coefficienti parziali			A		M			R
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_w	γ_{cu}	γ_r	
			γ_G	γ_Q				
CS	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00	
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.00	1.00	1.60	
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	1.30	
	SISMA	<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.30	
DM88		<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
definiti dal progettista		<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.30	

n	1	2	3	4	5	7	≥ 10	T.A.	prog.
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00



strati terreno	descrizione	quote (m)	γ (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)	φ (°)	Parametri medi		Parametri minimi	
						k_p	c_u (kPa)	φ (°)	k_p
p.c.=strato 1		100.00	18	8	36	3.69		36	3.69
strato 2						1.00			1.00
strato 3						1.00			1.00
strato 4						1.00			1.00
strato 5						1.00			1.00
strato 6						1.00			1.00

Quota falda 100.00 (m)
 Diametro del palo D 1.50 (m)
 Lunghezza del palo L 40.00 (m)
 Momento di plasticizzazione palo My 6253.24 (kNm)
 Step di calcolo 0.01 (m)

palo impedito di ruotare
 palo libero

Calcolo
(ctrl+r)

	<u>H medio</u>		<u>H minimo</u>	
Palo lungo	2'898 (kN)		2'898 (kN)	
Palo intermedio	29'071 (kN)		29'071 (kN)	
Palo corto	110'933 (kN)		110'933 (kN)	
	H_{med} 2'898 (kN)	Palo lungo	H_{min} 2'898 (kN)	Palo lungo
	$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{nr}/\xi_d)$		1'705 (kN)	
	Coefficiente di gruppo palificata: k =		0.8 (-)	
	$H_d = (H_k/\gamma_r) \cdot k$		1'049 (kN)	
	Carico Assiale Permanente (G): G =		900 (kN)	
	Carico Assiale variabile (Q): Q =		0 (kN)	
	$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q =$		900 (kN)	
	c.s. = $H_d / F_d =$		1.17 (-)	
	c.r. = $F_d / H_d =$		0.86 (-)	

8.4 Resistenza strutturale

Per le verifiche seguenti si useranno le sollecitazioni massime tra le combinazioni SLU e SLV (fattore di struttura 1.5 e coefficiente di sovraresistenza 1.1).

Verifica Strutturale palo

	Mp-testa	Hp max	Hp max/k	Mp max	Mrd	c.s.(>1)
SLU	0	245	306.25	823.8125	6253	7.6
SLV	0	900	1125	3026.25	6253	2.1

Costante elastica - Matlock Reese

$$\alpha = M_p / H_p \quad 2.69$$

Coefficiente di gruppo

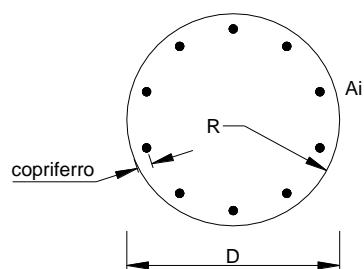
$$k \quad 0.8$$

Taglio massimo palo (con coeff di gruppo)

$$H_p \text{ max } / k$$

Momento elastico sul palo (con coeff di gruppo)

$$M_p \text{ max} = (H_p \text{ max } / k) * \alpha$$

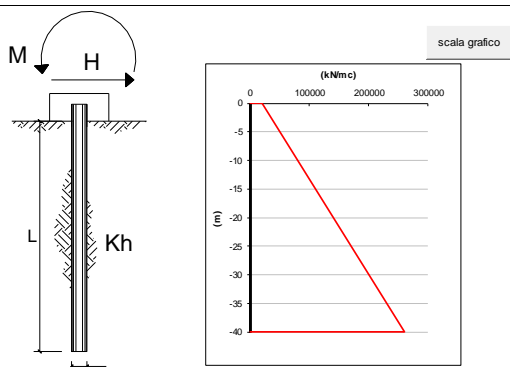


Armature

numero	diametro (mm)	area (mm ²)	copriferro (mm)
40	ϕ 30	28274.33	50

RELAZIONE DI CALCOLO PILE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	02	D 09 CL	VI 05 05 002	A	79 di 83

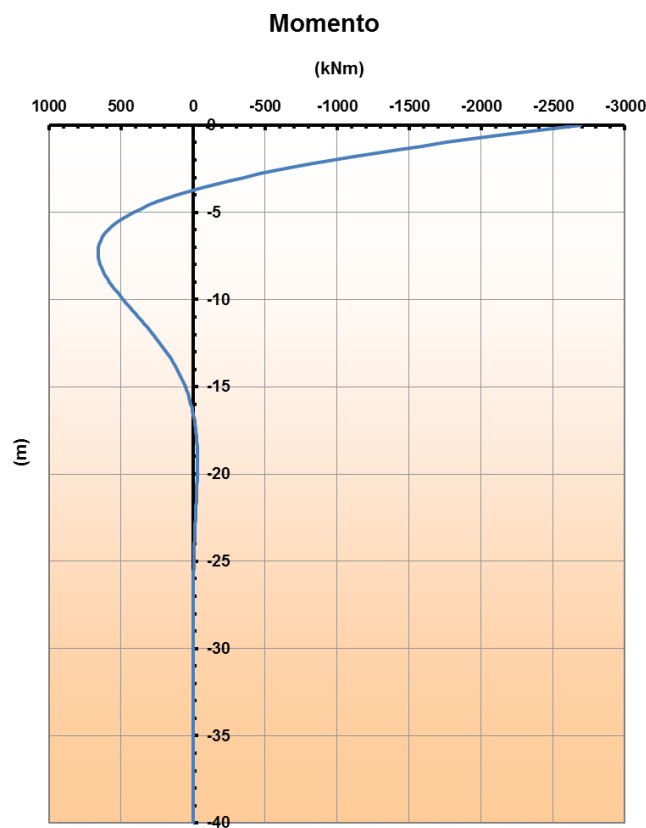


strati terreno	descrizione	quote (m)	k_h (kN/m ³)	n_h (kN/m ³)
p.c.=strato 1	Ubb	0.00	21'000	9'000
<input type="checkbox"/> strato 2				
<input type="checkbox"/> strato 3				
<input type="checkbox"/> strato 4				
<input type="checkbox"/> strato 5				
<input type="checkbox"/> strato 6				

Diametro del palo: 1.5 (m)
 J palo: 0.24850 (m⁴)
 Lunghezza del palo: 40 (m)
 Forza orizzontale in testa: 1000 (kN)
 Momento in testa: 0 (kNm)
 E cls: 31476 (Mpa)
 dimensione elementi: 0.2 (m)

palo impedito di ruotare
 palo impedito di traslare
 palo libero

Calcolo
(ctrl+r)



8.4.1 Taglio strutturale

Verifica a taglio elemento palo

$d_{palo} = 150$ cm
 $f_{yd} = 39.13$ kN/cm²
 $R_{ck} = 30$ N/mm²
 $f_{ck} = 25$ N/mm²
 $f_{cd} = 14.2$ N/mm² 1.42 kN/cm²
 $\alpha_c = 0.85$
 $\gamma = 1$

	cotθ	d [cm]	Armatura a taglio	(A _{sw} /s)	V _{Rsd}	V _{Rcd}	V _{Rd}	SLU	SLV	c.s.	VRd/Tmax
				[mm]	[kN]	[kN]	[kN]	T _{max} [kN]	T _{max} [kN]		
VI02 - Spalla A	1	117	Φ 16 / s= 10 cm	4.02	1660	4763	1660	306	1125	0.68	1.48

OK

8.5 Verifiche SLE

Verifiche SLE palo

	Mp-testa	Hp max	Hp max/k	Mp max
SLE_qp	0	6	8	20
SLE_frequente	0	102	128	343
SLE_rara	0	169	211	568

Costante elastica - Matlock Reese	$\alpha = M_p / H_p$	2.69
Coefficiente di gruppo	k	0.8
Taglio massimo palo (con coeff di gruppo)	Hp max / k	
Momento elastico sul palo (con coeff di gruppo)	$M_p \max = (H_p \max / k) * \alpha$	

Per le verifiche a SLE oltre alle verifiche a fessurazione, si eseguono le verifiche sulle tensioni del calcestruzzo e acciaio, seguendo quanto indicato dalle istruzioni RFI e NTC. Si riporta il riferimento normativo e successivamente le verifiche.

2.5.1.8.3.2.1 Valori limite delle tensioni

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 $0,75 f_{yk}$.

SLE rara:

Si riporta di seguito la verifica eseguita per la combinazione agli stati limite di esercizio rara, quindi verificando sia le massime tensioni di compressione del calcestruzzo e di trazione dell'acciaio.

Minimo Sforzo normale e Massimo Momento

Verifica C.A. S.L.U. - File:

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : _____

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 150 [cm]
Raggio interno: _____ [cm]
N° barre uguali: 40
Diametro barre: 3 [cm]
Copriferro (baric.): 9 [cm]

N° barre: 0 Zoom

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sezio...

File

Sezioni

Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 2156 kN
M_{xEd}: 0 568 kNm
M_{yEd}: 0 0

Materiali

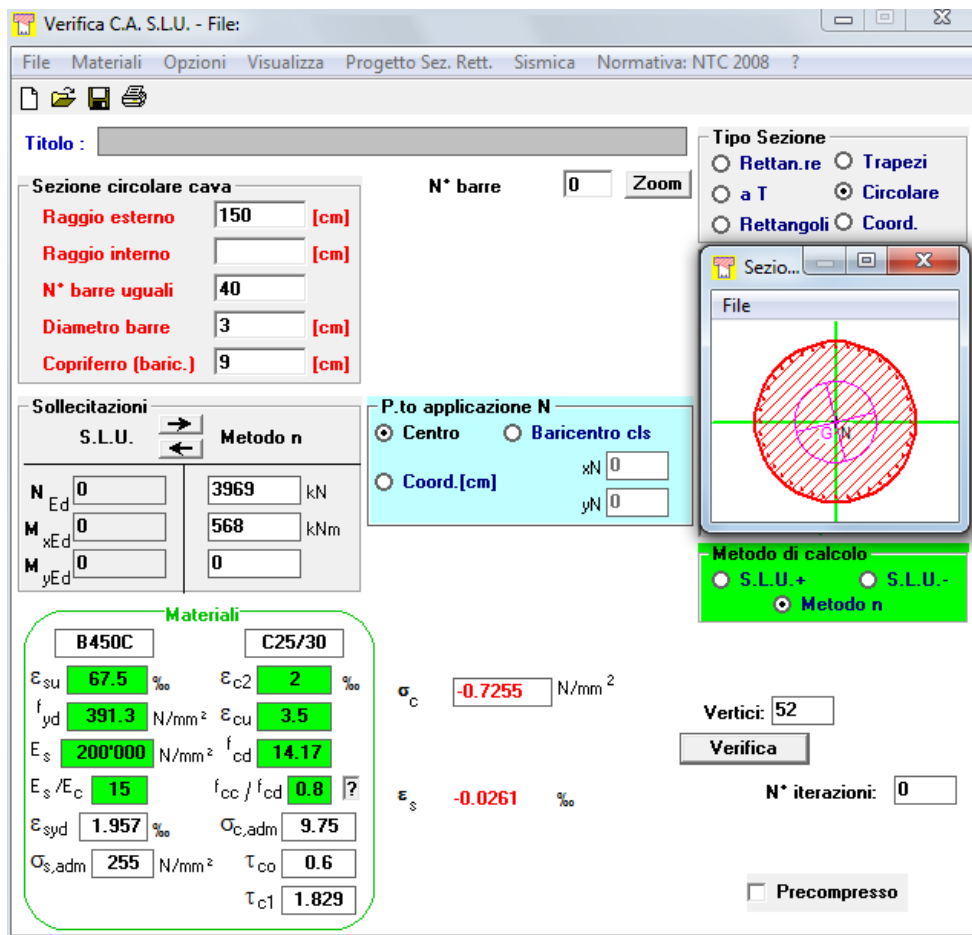
B450C C25/30

ϵ_{su} : 67.5 ‰ ϵ_{c2} : 2 ‰
 f_{yd} : 391.3 N/mm² ϵ_{cu} : 3.5 ‰
 E_s : 200'000 N/mm² f_{cd} : 14.17
 E_s/E_c : 15 f_{cc}/f_{cd} : 0.8
 ϵ_{syd} : 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$: 9.75
 $\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm² τ_{co} : 0.6
 τ_{c1} : 1.829

σ_c : -0.483 N/mm²
 ϵ_s : -0.007912 ‰

Vertici: 52
Verifica
N° iterazioni: 0
 Precompresso

Massimo Sforzo normale e Massimo Momento



Verifica C.A. S.L.U. - File:

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : _____

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 150 [cm]
Raggio interno: _____ [cm]
N° barre uguali: 40
Diametro barre: 3 [cm]
Coprifero (baric.): 9 [cm]

N° barre: 0 Zoom

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sez. Sezio...

File

Sez. Sezio...

File

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} 0 3969 kN
 M_{xEd} 0 568 kNm
 M_{yEd} 0 0

Materiali
 B450C C25/30
 ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200'000 N/mm² f_{cd} 14.17
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 9.75
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6
 τ_{c1} 1.829

σ_c -0.7255 N/mm²
 ε_s -0.0261 ‰

Vertici: 52
 Verifica
 N° iterazioni: 0
 Precompresso

Verifiche:

$$\sigma_c = 0.725 \text{ N/mm}^2 < 0.55 f_{ck} = 0.55 \times 25 = 13.75 \text{ N/mm}^2$$

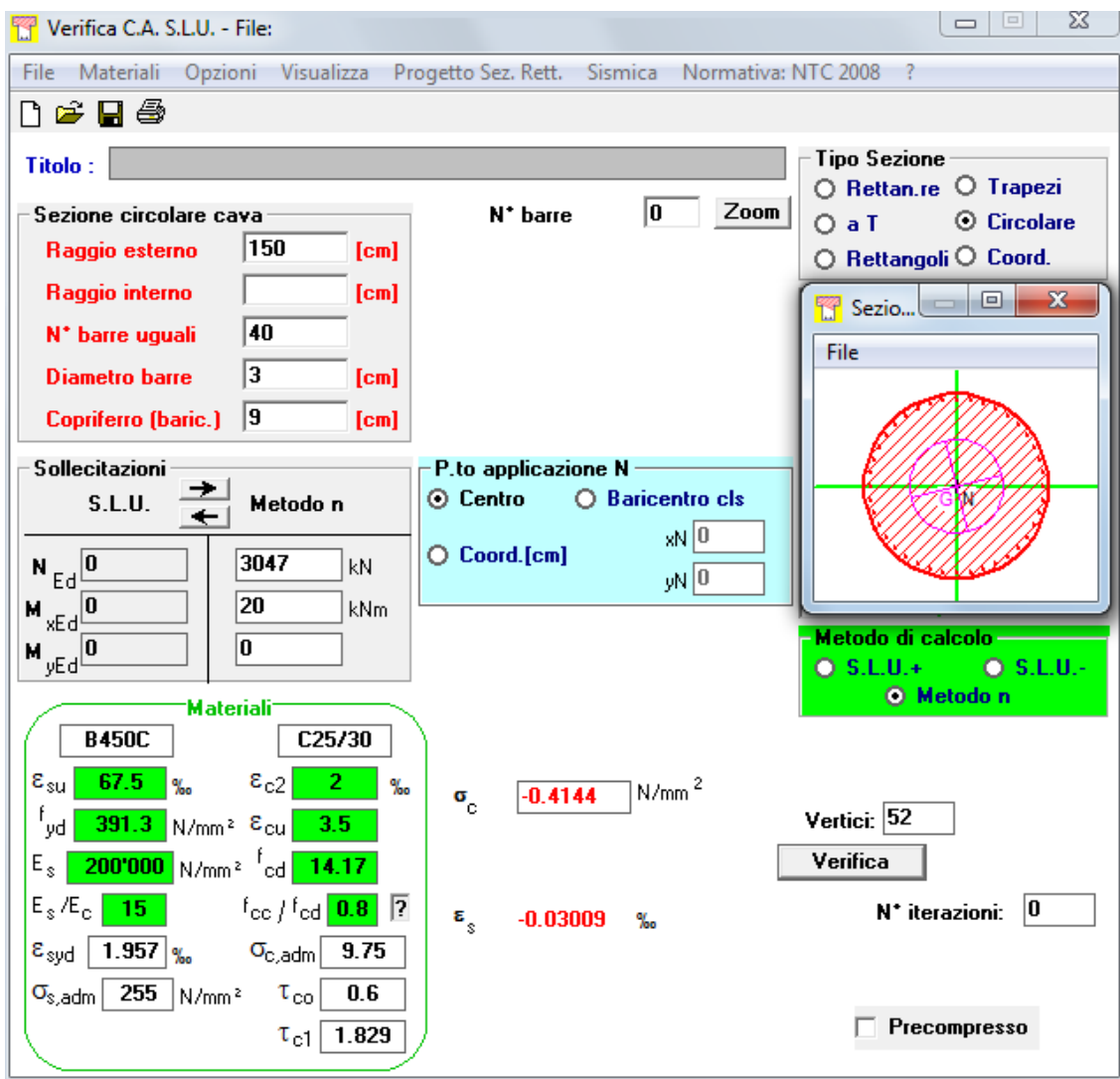
$$\sigma_s = 0 \text{ N/mm}^2 < 0.75 f_{yk} = 0.75 \times 450 = 337.5 \text{ N/mm}^2$$

→ VERIFICATO
 → VERIFICATO

Non si esegue la verifica a fessurazione in quanto la sezione è interamente compressa in questa condizione di carico.

SLE quasi permanente:

Si riporta di seguito la verifica per la combinazione agli stati limite di esercizio quasi permanente, quindi verificando solo le massime tensioni di compressione sul calcestruzzo.



Verifica C.A. S.L.U. - File:

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Tipo Sezione

- Rettan.re
- Trapezi
- a T
- Circolare
- Rettangoli
- Coord.

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 150 [cm]
Raggio interno: [] [cm]
N° barre uguali: 40
Diametro barre: 3 [cm]
Copriferro (baric.): 9 [cm]

N° barre: 0 Zoom

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 3047 kN
M_{xEd}: 0 20 kNm
M_{yEd}: 0 0

P.to applicazione N

- Centro
- Baricentro cls
- Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

Metodo di calcolo

- S.L.U.+
- S.L.U.-
- Metodo n

Materiali

B450C	C25/30
ε _{su} : 67.5 ‰	ε _{c2} : 2 ‰
f _{yd} : 391.3 N/mm ²	ε _{cu} : 3.5 ‰
E _s : 200'000 N/mm ²	f _{cd} : 14.17
E _s /E _c : 15	f _{cc} /f _{cd} : 0.8
ε _{syd} : 1.957 ‰	σ _{c,adm} : 9.75
σ _{s,adm} : 255 N/mm ²	τ _{co} : 0.6
	τ _{c1} : 1.829

σ_c: -0.4144 N/mm²
ε_s: -0.03009 ‰

Vertici: 52
N° iterazioni: 0

Verifica
 Precompresso

$$\sigma_c = 0.414 \text{ N/mm}^2 < 0.40 f_{ck} = 0.40 \times 25 = 10 \text{ N/mm}^2$$

→ VERIFICATO