



IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO
dott. ing. Giuseppe Andreani

autostrada del brennero

LAVORI DI RINFORZO STRUTTURALE
DELLE PILE DEI SOVRAPPASSI
AUTOSTRADALI N. 42, N. 48, N. 51,
N. 61, N. 109, N. 110, N. 117, N. 118,
N. 120, N. 126, N. 127, N. 134

9

RELAZIONE DI CALCOLO

1	04-2020	REVISIONE PER VERIFICA	R. BORTOLOTTI	E. CAZZADOR	C. COSTA
0	10-2018	EMISSIONE	R. BORTOLOTTI	E. CAZZADOR	C. COSTA
REVISIONE:	DATA:	DESCRIZIONE:	REDAZIONE:	VERIFICA:	APPROVAZIONE:
DATA:			<div>SERVIZIO PROGETTAZIONE</div>	IL DIRETTORE TECNICO GENERALE E PROGETTISTA:	
GIUGNO 2017				<div>ORDINE DEGLI INGEGNERI DELLA PROV. DI BOLZANO Dott. Ing. CARLO COSTA Nr. 891 INGENIEURKAMMER DER PROVINZ BOZEN</div>	
NUMERO PROGETTO:					
09/17					

INDICE

1. PREMESSE	4
1.1 Descrizione delle strutture esistenti	4
1.1.1 Sovrappassi tipo nella tratta Brennero-Verona (n° 42, n° 48, n° 51, n° 61).....	4
1.1.2 Sovrappassi tipo nella tratta Verona-Modena (n° 109, n° 110, n° 117, n° 118, n° 120, n° 126, n° 127, n° 134)	6
1.2 Descrizione e finalità dell'intervento in progetto.....	8
1.3 Caratteristiche dei materiali	10
1.4 Livelli di conoscenza e fattori di confidenza	11
1.5 Normativa di riferimento.....	11
1.6 Azione sismica del sito	11
2. ANALISI SISMICA	16
2.1 Metodo di calcolo.....	16
2.2 Carichi permanenti agenti sul singolo piedritto ($G_{\text{Permanenti}}$)	16
2.3 Combinazione delle azioni.....	16
3. VERIFICA PILA ESISTENTE – SOVRAPPASSI TIPO IN ZONA NORD	17
3.1 Ipotesi di calcolo.....	17
3.2 Azione sismica in direzione trasversale.....	17
3.3 Azione sismica in direzione longitudinale.....	17
3.4 Azione sismica in direzione verticale	17
3.5 Sollecitazioni agenti in combinazione sismica.....	18
3.6 Verifica a presso-flessione	18
3.7 Verifica a taglio	19
4. VERIFICA PILA ESISTENTE – SOVRAPPASSI TIPO IN ZONA SUD	21
4.1 Ipotesi di calcolo.....	21
4.2 Azione sismica in direzione trasversale.....	21
4.3 Azione sismica in direzione longitudinale.....	21
4.4 Azione sismica in direzione verticale	21
4.5 Sollecitazioni agenti in combinazione sismica.....	22
4.6 Verifica a presso-flessione	22
4.7 Verifica a taglio	23
5. VERIFICA PILA RINFORZATA - SOVRAPPASSO TIPO 2 TRAVI - ZONA NORD	25

5.1 Ipotesi di calcolo.....	25
5.2 Azione sismica in direzione trasversale.....	25
5.3 Azione sismica in direzione longitudinale.....	25
5.4 Azione sismica in direzione verticale	26
5.5 Sollecitazioni agenti in combinazione sismica.....	26
5.6 Verifica a presso-flessione	26
5.7 Verifica a taglio	28

6. VERIFICA PILA RINFORZATA - SOVRAPPASSO TIPO 3 TRAVI - ZONA NORD 30

6.1 Ipotesi di calcolo.....	30
6.2 Azione sismica in direzione trasversale.....	30
6.3 Azione sismica in direzione longitudinale.....	30
6.4 Azione sismica in direzione verticale	30
6.5 Sollecitazioni agenti in combinazione sismica.....	31
6.6 Verifica a presso-flessione	31
6.7 Verifica a taglio	33

7. VERIFICA PILA RINFORZATA - SOVRAPPASSO TIPO 4 TRAVI - ZONA NORD 34

7.1 Ipotesi di calcolo.....	34
7.2 Azione sismica in direzione trasversale.....	34
7.3 Azione sismica in direzione longitudinale.....	34
7.4 Azione sismica in direzione verticale	34
7.5 Sollecitazioni agenti in combinazione sismica.....	35
7.6 Verifica a presso-flessione	35
7.7 Verifica a taglio	37

8. VERIFICA PILA RINFORZATA - SOVRAPPASSO TIPO 6 TRAVI - ZONA NORD 38

8.1 Ipotesi di calcolo.....	38
8.2 Azione sismica in direzione trasversale.....	38
8.3 Azione sismica in direzione longitudinale.....	38
8.4 Azione sismica in direzione verticale	38
8.5 Sollecitazioni agenti in combinazione sismica.....	39
8.6 Verifica a presso-flessione	39
8.7 Verifica a taglio	41

9. VERIFICA PILA RINFORZATA - SOVRAPPASSO TIPO 3 TRAVI - ZONA SUD 42

9.1 Ipotesi di calcolo.....	42
-----------------------------	----

9.2 Azione sismica in direzione trasversale.....	42
9.3 Azione sismica in direzione longitudinale.....	42
9.4 Azione sismica in direzione verticale	43
9.5 Sollecitazioni agenti in combinazione sismica.....	43
9.6 Verifica a presso-flessione	43
9.7 Verifica a taglio	45

10. VERIFICA PILA RINFORZATA - SOVRAPPASSO TIPO 4 TRAVI - ZONA SUD	47
---	-----------

10.1 Ipotesi di calcolo.....	47
10.2 Azione sismica in direzione trasversale.....	47
10.3 Azione sismica in direzione longitudinale	47
10.4 Azione sismica in direzione verticale	47
10.5 Sollecitazioni agenti in combinazione sismica	48
10.6 Verifica a presso-flessione	48
10.7 Verifica a taglio.....	50

11. RIEPILOGO RISULTATI	51
--------------------------------	-----------

1. PREMESSE

1.1 Descrizione delle strutture esistenti

1.1.1 Sovrappassi tipo nella tratta Brennero-Verona (n° 42, n° 48, n° 51, n° 61)

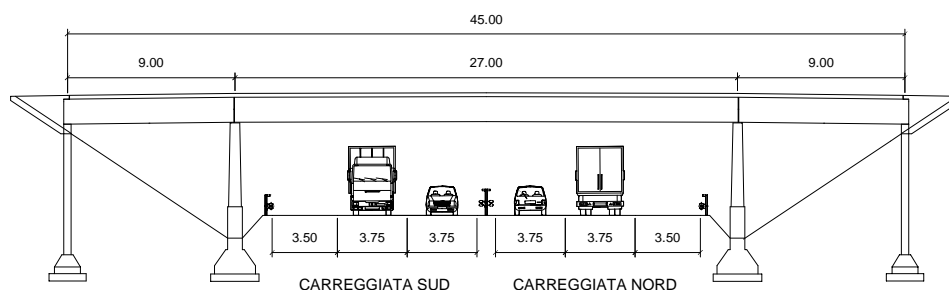
La struttura di ciascun sovrappasso si articola in tre campate di luce rispettivamente pari a 9,00, 27,00 e 9,00 metri. Gli impalcati sono del tipo a travata, realizzati con travi longitudinali prefabbricate in cemento armato precompresso del tipo pre-teso, con sezione trasversale cava, a "V", alte 1,20 m, collegate in opera da una soletta e da traversi in c.a.

Le travi centrali, semplicemente appoggiate, sono precomprese mediante trefoli in acciaio armonico pre-tesi con sezione nominale di 0,5 pollici. Nelle travi laterali invece, la precompressione è ottenuta mediante treccioline da 3 ϕ 3 mm.

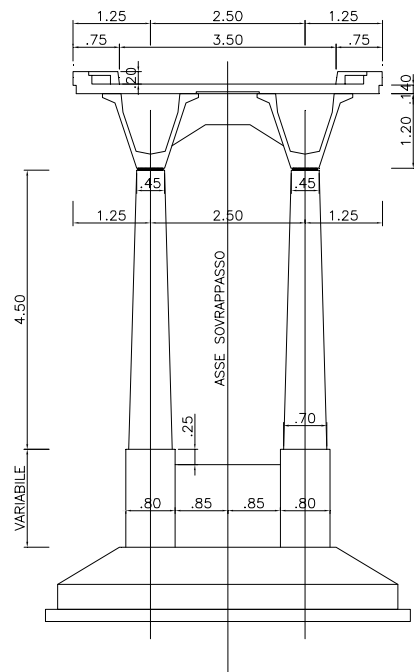
Le strutture d'appoggio delle tre travate sono costituite da due spalle a parete cava e da due pile, l'elevazione delle quali è formata da pilastri, in numero uguale a quello delle travi, reciprocamente connessi alla base da una parete in c.a. I pilastri delle spalle, con fondazione a plinto, hanno una sezione di dimensioni 40x40 cm e sono connessi in sommità da una trave pulvino. Le pile sono costituite da pilastri con sezione di dimensioni variabili in altezza, da 70x70 cm alla base fino a 45x50 cm in sommità, poggianti su una trave rovescia di fondazione. Tutte le strutture sono in cemento armato ordinario.

Gli apparecchi d'appoggio delle travate sulle pile sono del tipo in neoprene armato. In asse agli appoggi delle travate laterali sono presenti spine di acciaio del diametro di 50 mm, annegate nei pilastri e inserite in boccole di acciaio incorporate nelle travi. Sulle spalle invece sono presenti piastre di piombo all'antimonio.

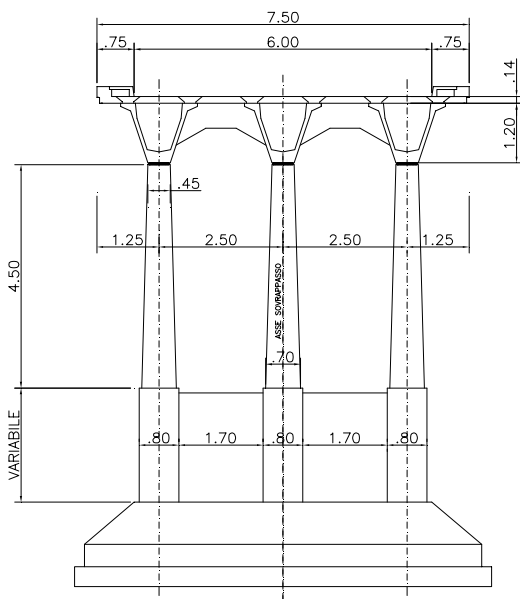
Un importante dettaglio del sistema statico delle opere è rappresentato dal collegamento tra le spalle aperte e le vicine pile con il sovrastante impalcato mediante vincoli "a cerniera", così da formare un telaio con architrave incernierata ai piedritti. La rigidezza flessionale della pila è notevolmente superiore a quella della spalla, così che le azioni orizzontali longitudinali agenti su uno dei tre elementi del telaio si scaricano essenzialmente sulla pila.



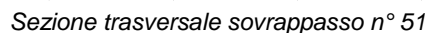
Sezione longitudinale



Sezione trasversale sovrappassi "tipo 2 travi"



Sezione trasversale sovrappassi "tipo 3 travi"



Le travi sono precomprese mediante cavi post-tesi alloggiati entro guaine e formati da trefoli in acciaio armonico con sezione nominale di 0,5 pollici. La costruzione delle travi di 31,00 m di luce è

stata eseguita in due conci simmetrici, collegati e parzialmente precompressi prima del varo. Quattro dei 12 cavi di ciascuna trave della travata sospesa sono ancorati in soletta.

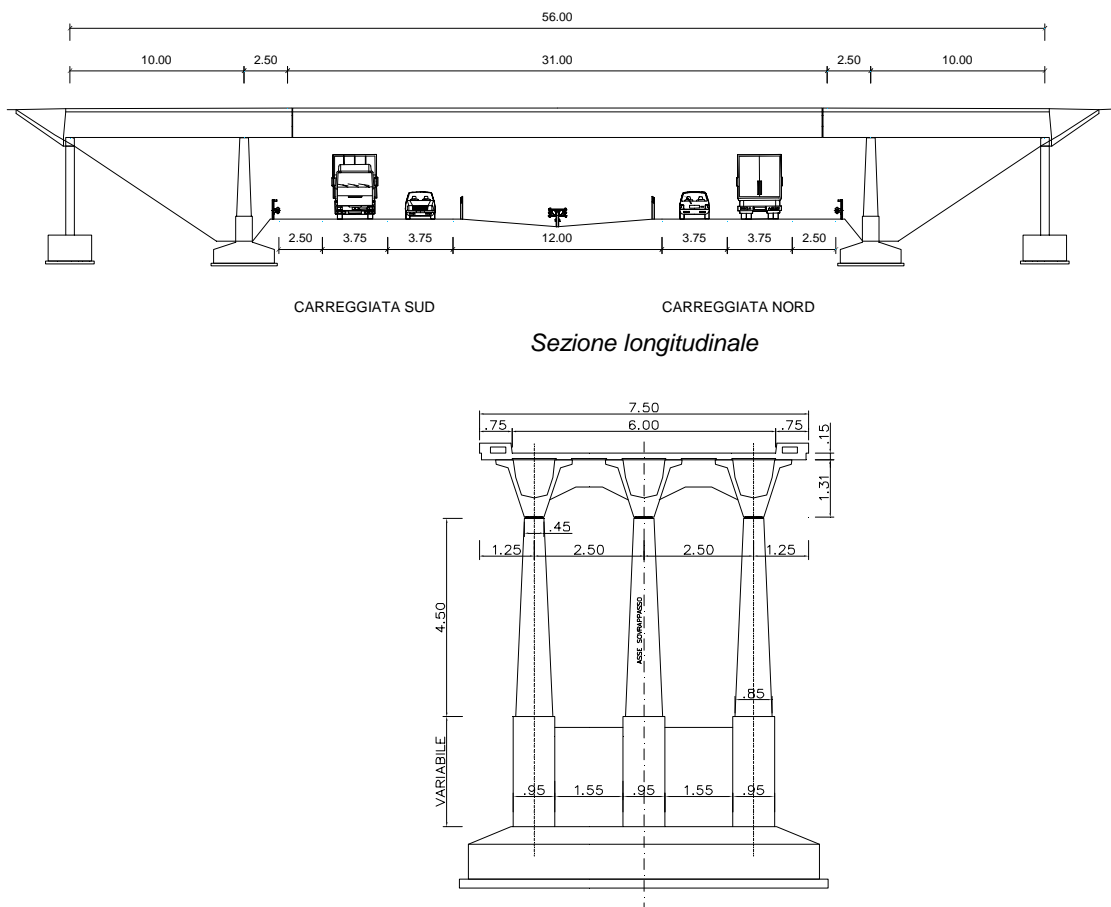
Le strutture d'appoggio delle tre travate sono costituite da due spalle a parete cava e da due pile, l'elevazione delle quali è formata da pilastri, in numero uguale a quello delle travi, reciprocamente connessi alla base da una parete in c.a. I pilastri delle spalle, con fondazione a plinto, hanno una sezione di dimensioni 50x50 cm e sono connessi in sommità da una trave pulvino. Le pile sono costituite da pilastri con sezione di dimensioni variabili in altezza, da 85x85 cm alla base fino a 45x50 cm in sommità, poggianti su una trave rovescia di fondazione. Tutte le strutture sono in cemento armato ordinario.

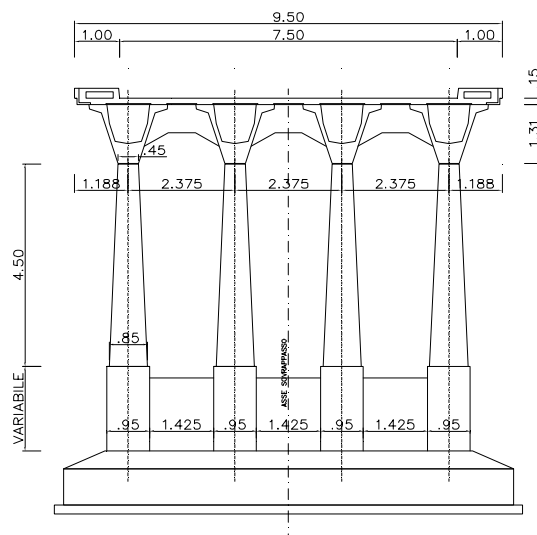
Gli apparecchi d'appoggio delle travate sulle pile ed in corrispondenza delle selle Gerber sono del tipo in neoprene armato con le seguenti dimensioni:

- 400x400x25 mm per gli appoggi sulle pile;
- 400x300x53 mm per gli appoggi sulle Gerber.

In asse agli appoggi sulle pile sono presenti spinotti in acciaio del diametro di 50 mm, annegati nei pilastri e inseriti in boccole di acciaio realizzate all'intradosso delle travi. Queste ultime sono dunque incernierate ai pilastri. Sulle spalle aperte invece sono realizzati dei piani di appoggio con piastre in piombo all'antimonio.

Pile e spalle sono unite "a cerniera" alle travate esterne e formano dunque con esse telai con architrave incernierata ai piedritti (tra i pulvini delle spalle ed i traversi di testata delle travate esterne passano tondini in acciaio, verticali).





Sezioni trasversali sovrappassi "tipo 3 travi" e "tipo 4 travi"

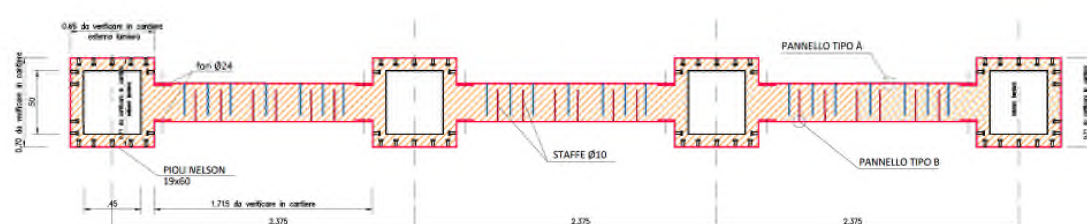
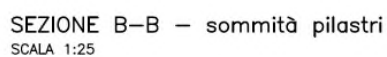
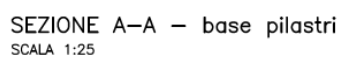
1.2 Descrizione e finalità dell'intervento in progetto

L'intervento in progetto ha come scopo principale il rinforzo locale dei pilastri delle pile nei confronti dell'azione sismica in direzione trasversale. L'intervento non modifica in senso negativo il comportamento degli altri elementi dell'opera e di tutta l'opera nel suo insieme (dichiarazione ai sensi del paragrafo C8.4.1 "riparazione o intervento locale" della Circolare del 21 Gennaio 2019, n.7 del C.S.LL.PP).

Nel dettaglio, gli interventi previsti sono i seguenti:

- allargò della parte fondazionale con nuovo getto in cemento armato previa demolizione della parte corticale e connessione con le strutture esistenti;
- creazione di un nuovo setto in cemento armato fra i pilastri, a tutta altezza, connesso agli stessi tramite le incamiciature e alla fondazione con ferri di ripresa;
- getto di betoncino premiscelato espansivo di inghisaggio delle incamiciature e dei setti di collegamento;
- connessione fra il nuovo setto ed i pilastri, in testa, mediante barra in acciaio di precompressione.

A titolo di esempio si riportano di seguito le sezioni di un sovrappasso tipo 4 travi in zona nord ed un'immagine inerente ad un analogo intervento già eseguito sul sovrappasso n° 108 (tipo 4 travi) al km 257+845 nel comune di Mantova.





1.3 Caratteristiche dei materiali

Per le strutture esistenti si adottano i seguenti valori derivanti dall'analisi dei documenti di progetto.

Calcestruzzo per pile in ca

R_{ck}	35 MPa
E_{cm}	32600 MPa
G_{cm}	13600 MPa
f_{ck}	29,05 MPa
f_{cd}	$\frac{0,85 \cdot 29,05}{1,6} = 15,43$ MPa

Barre lisce per armatura lenta longitudinale (acciaio tipo Aq50)

f_u	500 MPa
f_{yk}	320 MPa
f_{yd}	$\frac{320}{1,3} = 246$ MPa
Allungamento a rottura	16 %
σ_{amm}	160 MPa

NOTA: Per i coefficienti di sicurezza sui materiali da utilizzare nelle verifiche allo SLU si adottano valori più cautelativi rispetto a quelli prescritti dal DM2018: per il calcestruzzo si usa $\gamma_c = 1,6$ e per l'armatura lenta $\gamma_s = 1,3$.

Per le strutture di nuova realizzazione si adottano invece i seguenti valori.

Calcestruzzo per setto in ca

R_{ck}	60 MPa
E_{cm}	28000 MPa
f_{ck}	49,8 MPa
f_{cd}	$\frac{0,85 \cdot 49,8}{1,5} = 28,22$ MPa

Barre per armatura lenta B450C

f_u	540 MPa
f_{yk}	450 MPa
f_{yd}	$\frac{450}{1,15} = 391,3$ MPa

1.4 Livelli di conoscenza e fattori di confidenza

La documentazione di progetto e di costruzione in possesso della Società (progetto esecutivo delle strutture, disegni di contabilità e specifiche dei materiali, relazioni di calcolo), assieme alle ispezioni periodiche e alle prove sui materiali condotte sulle opere, consentono di acquisire un livello di conoscenza accurato LC3 per le strutture in esame, per cui si assume un fattore di confidenza $FC=1,00$. Si dispongono infatti di tutti i valori delle grandezze geometriche e meccaniche necessarie a svolgere le verifiche di sicurezza.

1.5 Normativa di riferimento

I calcoli sono svolti facendo riferimento alle seguenti norme:

- D.M. 17 gennaio 2018: "Aggiornamento delle «Norme Tecniche per le Costruzioni»".
- Circolare ministeriale 21 gennaio 2019, n. 7: "Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018."

1.6 Azione sismica del sito

I sovrappassi oggetto dell'intervento sono situati in diversi comuni nelle province di Trento, Verona, Mantova, Reggio Emilia e Modena. Si è deciso di svolgere il calcolo dell'azione sismica per la situazione più sfavorevole in zona nord, ovvero quella relativa al comune di Brentino Belluno (VR) e per la situazione più sfavorevole in zona sud, ovvero quella relativa al comune di Carpi (MO). Vista l'importanza dell'opera, la sua vita nominale V_N è fissata in 100 anni e la classe d'uso d'appartenenza è la Classe IV, che comporta un coefficiente d'uso $C_U = 2,0$. La vita di riferimento per la determinazione dell'azione sismica risulta quindi:

$$V_R = V_N C_U = 200 \text{ anni}$$

Fissata la vita di riferimento V_R , i due parametri T_R e P_{VR} sono esprimibili, l'uno in funzione dell'altro, mediante l'espressione:

$$T_R = -V_R / \ln(1-P_{VR})$$

con: T_R = periodo di ritorno dell'azione sismica;
 P_{VR} = probabilità di superamento nella vita di riferimento.

Con riferimento alle probabilità di superamento associate agli stati limite considerati dalla normativa (Tabella 3.2.I del D.M. 17/01/2018), si ottengono i seguenti valori del periodo di ritorno e quindi dei parametri a_g , F_0 e T_C^* corrispondenti:

Sovrappassi in zona Nord – Brentino Belluno (VR):

	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_C^* [s]
SLO	120	0,092	2,433	0,261
SLD	201	0,116	2,411	0,270
SLV	1898	0,269	2,411	0,287
SLC	2475	0,296	2,390	0,290

Sovrappassi in zona Sud - Carpi (MO):

	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_C^* [s]
SLO	120	0,083	2,465	0,273
SLD	201	0,106	2,534	0,269
SLV	1898	0,265	2,464	0,286
SLC	2475	0,293	2,440	0,289

per le componenti orizzontali

$$\begin{aligned}
 0 \leq T < T_B & S_e(T) = A_g S \eta F_0 \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & S_e(T) = A_g S \eta F_0 \\
 T_C \leq T < T_D & S_e(T) = A_g S \eta F_0 \left(\frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & S_e(T) = A_g S \eta F_0 \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)
 \end{aligned}$$

per la componente verticale

$$\begin{aligned}
 0 \leq T < T_B & S_{ve}(T) = A_g S \eta F_v \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & S_{ve}(T) = A_g S \eta F_v \\
 T_C \leq T < T_D & S_{ve}(T) = A_g S \eta F_v \left(\frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & S_{ve}(T) = A_g S \eta F_v \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)
 \end{aligned}$$

dove $F_v = 1.35 F_0 \left(\frac{a_g}{g} \right)^{0.5}$

Per gli spettri di progetto si assume un fattore di correzione dello smorzamento $\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} = 1$ corrispondente ad un coefficiente di smorzamento viscoso convenzionale ξ del 5%.

S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione:

$$S = S_S S_T$$

essendo S_S il coefficiente di amplificazione stratigrafica e S_T il coefficiente di amplificazione topografica.

Considerando la categoria di sottosuolo C e la categoria topografica T1 ($S_T = 1,0$), i valori dei parametri da utilizzare per la determinazione degli spettri di progetto per gli stati limite ultimi sono riassunti nelle tabelle seguenti:

Sovrappassi in zona Nord – Brentino Belluno (VR):

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite:SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_q	0,269 g
F_q	2,411
T_C	0,287 s
S_S	1,312
C_C	1,585
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,312
η	1,000
T_B	0,152 s
T_C	0,455 s
T_D	2,674 s

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,352
$T_B \leftarrow$	0,152	0,849
$T_C \leftarrow$	0,455	0,849
	0,561	0,689
	0,666	0,580
	0,772	0,501
	0,878	0,440
	0,983	0,393
	1,089	0,355
	1,195	0,323
	1,300	0,297
	1,406	0,275
	1,512	0,256
	1,617	0,239
	1,723	0,224
	1,829	0,211
	1,934	0,200
	2,040	0,189
	2,146	0,180
	2,251	0,172
	2,357	0,164
	2,463	0,157
	2,568	0,150
$T_D \leftarrow$	2,674	0,145

Spettro di risposta SLV componente orizzontale

Parametri e punti dello spettro di risposta verticale per lo stato limite: SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_{qv}	0,188 g
S_S	1,000
S_T	1,000
q	1,000
T_B	0,050 s
T_C	0,150 s
T_D	1,000 s

Parametri dipendenti

F_v	1,687
S	1,000
η	1,000

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,188
$T_B \leftarrow$	0,050	0,453
$T_C \leftarrow$	0,150	0,453
	0,235	0,289
	0,320	0,212
	0,405	0,168
	0,490	0,139
	0,575	0,118
	0,660	0,103
	0,745	0,091
	0,830	0,082
	0,915	0,074
$T_D \leftarrow$	1,000	0,068
	1,094	0,057
	1,188	0,048

Spettro di risposta SLV componente verticale

Sovrappassi in zona Sud - Carpi (MO):

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite:SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_q	0,265 g
F_{0*}	2,464
T_C	0,286 s
S_S	1,308
C_C	1,587
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,308
η	1,000
T_B	0,151 s
T_C	0,454 s
T_D	2,660 s

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,347
$T_B \leftarrow$	0,151	0,854
$T_C \leftarrow$	0,454	0,854
	0,559	0,694
	0,664	0,584
	0,769	0,504
	0,874	0,443
	0,979	0,396
	1,084	0,358
	1,189	0,326
	1,294	0,299
	1,399	0,277
	1,504	0,258
	1,609	0,241
	1,714	0,226
	1,819	0,213
	1,924	0,201
	2,030	0,191
	2,135	0,182
	2,240	0,173
	2,345	0,165
	2,450	0,158
	2,555	0,152
$T_D \leftarrow$	2,660	0,146

Spettro di risposta SLV componente orizzontale

Parametri e punti dello spettro di risposta verticale per lo stato limite: SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_{qv}	0,184 g
S_S	1,000
S_T	1,000
q	1,000
T_B	0,050 s
T_C	0,150 s
T_D	1,000 s

Parametri dipendenti

F_v	1,712
S	1,000
η	1,000

Punti dello spettro di risposta

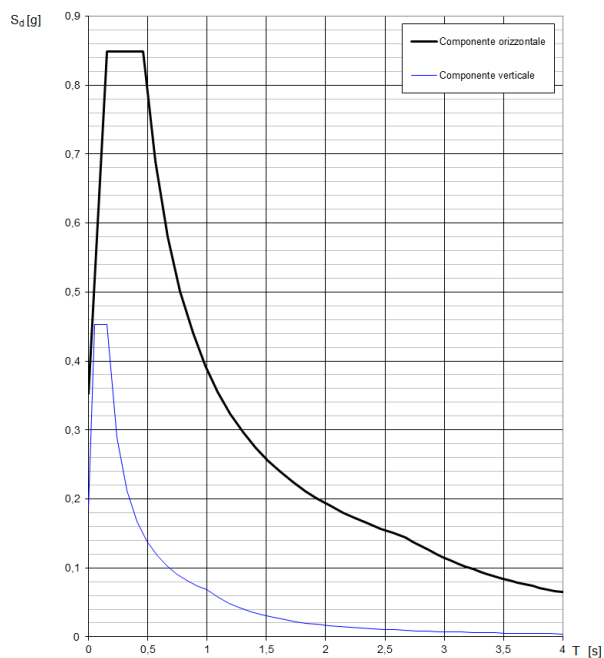
	T [s]	Se [g]
	0,000	0,184
$T_B \leftarrow$	0,050	0,454
$T_C \leftarrow$	0,150	0,454
	0,235	0,290
	0,320	0,213
	0,405	0,168
	0,490	0,139
	0,575	0,118
	0,660	0,103
	0,745	0,091
	0,830	0,082
	0,915	0,074
$T_D \leftarrow$	1,000	0,068
	1,094	0,057
	1,188	0,048

Spettro di risposta SLV componente verticale

Nelle figure seguenti sono riportati i grafici degli spettri di progetto. Lo spettro adottato per le verifiche di resistenza è quello allo SLV.

Sovrappassi in zona Nord – Brentino Belluno (VR):

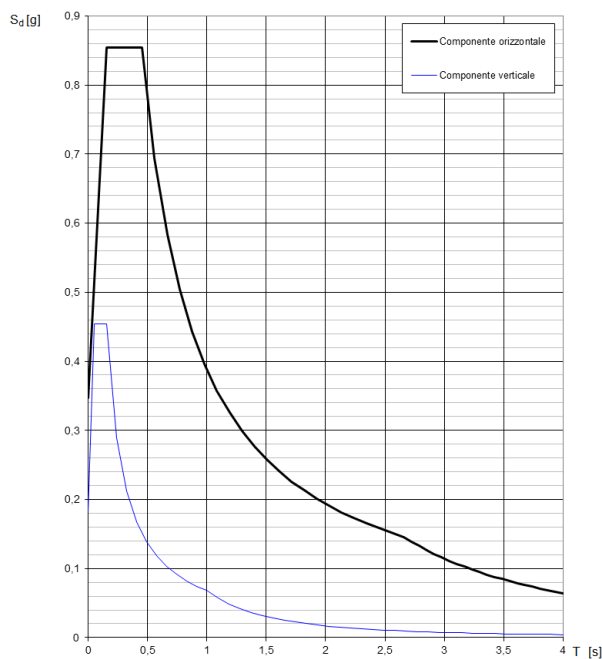
Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite SLV



Spettri di risposta utilizzati per il calcolo dell'azione sismica

Sovrappassi in zona Sud - Carpi (MO):

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



Spettri di risposta utilizzati per il calcolo dell'azione sismica

2. ANALISI SISMICA

2.1 Metodo di calcolo

Considerata la tipologia strutturale dell'opera, ovvero travate semplicemente appoggiate, e dato che la massa efficace di ciascuna pila non è superiore ad 1/5 della massa di impalcato da essa portata, si eseguirà un'analisi statica lineare come consentito dal DM2018.

La forza equivalente all'azione sismica è pari a $F = M S_d(T_1)$ dove M è la massa totale assegnata al sistema semplificato, $S_d(T_1)$ è l'ordinata dello spettro di risposta in corrispondenza del periodo T_1 .

Il periodo fondamentale della struttura T_1 è dato dall'espressione $T_1 = 2 \pi \sqrt{M/k}$ dove K è la rigidezza complessiva del modello considerato.

Si eseguirà l'analisi sismica della pila in direzione trasversale, sia nella situazione esistente sia nella situazione modificata, allo scopo di verificare l'effetto migliorativo dell'intervento di rinforzo locale in progetto.

Gli effetti relativi ai singoli modi principali nelle tre direzioni (longitudinale, trasversale e verticale) si combinano per ottenere l'azione sismica in direzione trasversale mediante la relazione:

$$E = 1,00 E_{\text{Trasv}} + 0,30 E_{\text{Long}} + 0,30 E_{\text{Vert}}$$

Dal momento che la risposta viene valutata in campo lineare, essa può essere calcolata separatamente per ciascuna delle tre componenti dell'azione sismica e poi combinata.

2.2 Carichi permanenti agenti sul singolo piedritto ($G_{\text{Permanenti}}$)

Nella seguente tabella si riportano le azioni assiali dovute ai carichi permanenti dell'impalcato agenti sul pilastro singolo dei sovrappassi in oggetto; tali valori derivano dalla relazione di calcolo di progetto.

Sovrappassi in zona Nord – Brentino Belluno (VR):

$G_{\text{Permanenti}}$		Svp 2 Travi		Svp 3 Travi		Svp 4 Travi		Svp 6 Travi	
- Impalcato da 27,07 m	=	34,90 t	342,40 kN	33,93 t	332,87 kN	32,41 t	317,94 kN	30,84 t	302,59 kN
- Impalcato da 9,14 m	=	11,12 t	109,10 kN	10,79 t	105,88 kN	10,28 t	100,84 kN	9,85 t	96,63 kN
Totale	=	46,02 t	451,50 kN	44,72 t	438,74 kN	42,69 t	418,78 kN	40,70 t	399,22 kN

Sovrappassi in zona Sud - Carpi (MO):

$G_{\text{Permanenti}}$		Svp tipo 3 Travi		Svp tipo 4 Travi	
- Impalcato centrale da 31 m	=	43,50 t	426,74 kN	44,40 t	435,56 kN
- Sbalzo da 2,5 m	=	6,10 t	59,84 kN	6,50 t	63,77 kN
- Impalcato laterale da 10 m	=	11,70 t	114,78 kN	12,10 t	118,70 kN
Totale	=	61,30 t	601,35 kN	63,00 t	618,03 kN

2.3 Combinazione delle azioni

La combinazione sismica che sarà utilizzata nelle verifiche è:

$$S = 1,00 G + 1,00 E_{\text{trasv}} + 0,30 E_{\text{long}} + 0,30 E_{\text{vert}}$$

3. VERIFICA PILA ESISTENTE – SOVRAPPASSI TIPO IN ZONA NORD

3.1 Ipotesi di calcolo

La pila è composta da un numero di pilastri pari a quello delle travi dell'impalcato. Dal momento che non c'è un pulvino che connette le sommità dei pilastri, in direzione trasversale e longitudinale la pila può essere modellata come un sistema di mensole incastrate alla base che lavorano in parallelo. La massa viene equamente ripartita tra i pilastri e quindi si può condurre l'analisi sul singolo piedritto.

L'altezza di calcolo del pilastro è pari a 4,5 metri e corrisponde alla parte troncoconica del pilastro stesso che si sviluppa dalla fine del setto di fondazione fino all'intradosso della trave prefabbricata.

In direzione verticale invece, il comportamento sismico è legato all'oscillazione dell'impalcato centrale. Per quantificare la risposta verticale si considera la campata centrale come una trave semplicemente appoggiata di luce pari a 27,07 m che oscilla sotto l'azione di una massa concentrata in mezzera. La forza risultante è poi ripartita come azione assiale sui pilastri.

3.2 Azione sismica in direzione trasversale

Si esegue l'analisi del pilastro considerando il carico verticale massimo, ovvero quello dei sovrappassi tipo a 2 travi. La massa del singolo pilastro è di 7,6 t (74,6 kN).

$M_{imp} =$	46,02	t	Massa dell'impalcato sul singolo pilastro
$M_{pil} =$	2,53	t	Massa efficace del pilastro (7,6 t/3)
$M_{tot} =$	48,56	t	Massa totale agente sul pilastro
$L_{pil} =$	4,50	m	Altezza di libera inflessione pilastro
$I_{pil} =$	0,013	m ⁴	Momento di inerzia flessionale del pilastro
$k_{pil} =$	13.940	kN/m	Rigidezza del pilastro ($3EI_{pil}/L_{pil}^3$)
$T_{pil} =$	0,371	s	Periodo di vibrazione $\left(2\pi\sqrt{\frac{M_{tot}}{k_{pil}}}\right)$
$S_d(T_{pil}) =$	0,849	g	Accelerazione orizzontale di progetto (da spettro SLV)
$V_{p(sisma)} =$	404,51	kN	Taglio alla base del pilastro ($= M_{tot} S_d g/1000$)
$M_{p(sisma)} =$	1.820,30	kNm	Momento alla base del pilastro ($T_{p(sisma)} \times L_{pil}$)

3.3 Azione sismica in direzione longitudinale

Il comportamento sismico del pilastro in direzione longitudinale non cambia poiché la massa di competenza rimane la stessa come rimangono invariate le ipotesi sulla rigidezza dei piedritti. Si riportano di seguito solamente le azioni agenti, per gli altri parametri sismici si può fare riferimento al paragrafo 3.2.

$V_{p(sisma)} =$	404,51	kN	Taglio alla base del pilastro ($= M_{tot} S_d g/1000$)
$M_{p(sisma)} =$	1.820,30	kNm	Momento alla base del pilastro ($T_{p(sisma)} \times L_{pil}$)

3.4 Azione sismica in direzione verticale

$M_{trave} =$	69,81	t	Massa della trave da 27,07 m
$L_{trave} =$	27,07	m	Luce della trave
$I_{trave} =$	0,153	m ⁴	Momento di inerzia flessionale della trave
$K_{trave} =$	12.065	kN/m	Rigidezza della trave precompressa ($48EI_{trave}/L_{trave}^3$)

$T_{trave} =$	0,478	s	Periodo di vibrazione della trave $\left(2 \pi \sqrt{\frac{M_{trave}}{k_{trave}}} \right)$
$S_d(T_{trave}) =$	0,142	g	Accelerazione verticale di progetto (da spettro SLV)
$N_{tot(sisma)} =$	-97,40	kN	Azione verticale sismica totale data dall'inerzia della trave(= $M_{trave} S_d g/1000$)
$N_{pil(sisma)} =$	-48,70	kN	Azione assiale sismica agente sul pilastro singolo ($N_{tot(sisma)}/2$)

3.5 Sollecitazioni agenti in combinazione sismica

Di seguito sono riassunti i valori di sollecitazione alla base del pilastro calcolati in precedenza:

	N [kN]	V_{Trasv} [kN]	M_{Trasv} [kNm]	V_{Long} [kN]	M_{Long} [kNm]
$G_{Permanenti}$	526,06	0	0	0	0
S_{Trasv}	0	404,51	1.820,30	0	0
S_{Long}	0	0	0	404,51	1.820,30
S_{Vert}	-48,70	0	0	0	0

E quindi le sollecitazioni agenti sul pilastro singolo sono:

$$N_{Ed} = 526,06 - 0,3 \times 48,70 = 511,45 \text{ kN}$$

$$V_{Ed-T} = 404,51 \text{ kN}$$

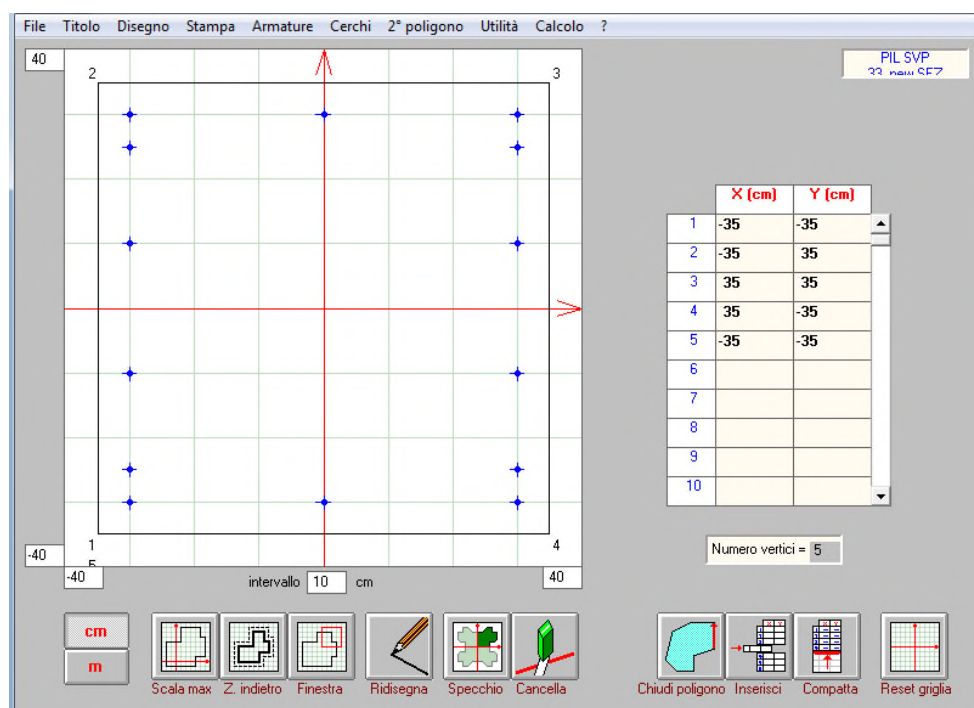
$$V_{Ed-L} = 0,3 \times 404,51 = 121,35 \text{ kN}$$

$$M_{Ed-T} = 1.820,30 \text{ kNm}$$

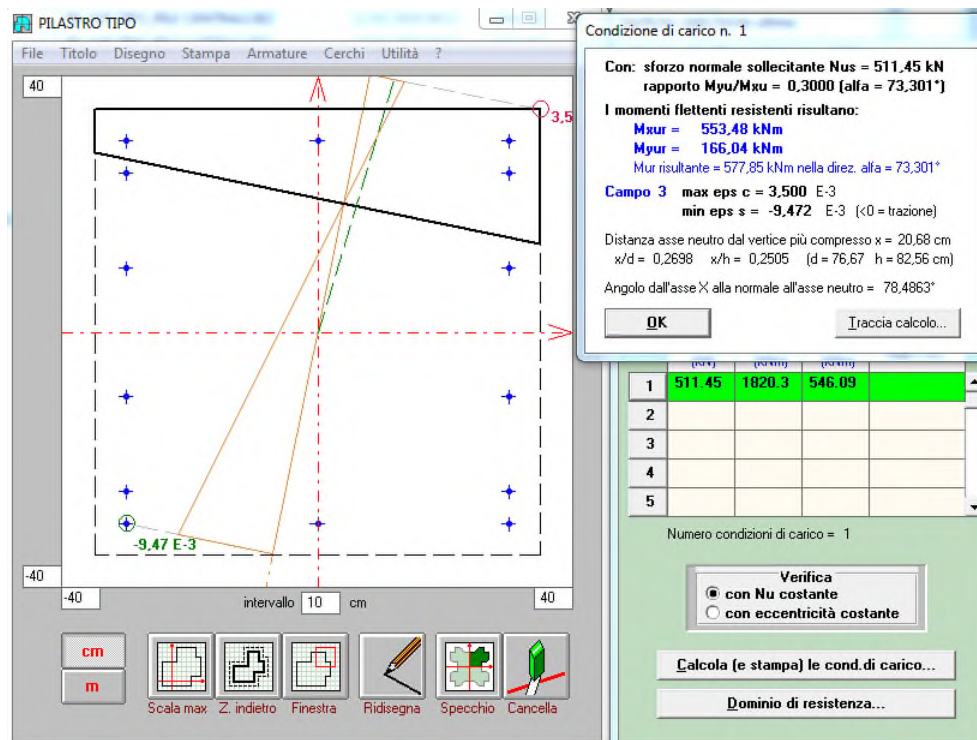
$$M_{Ed-L} = 0,3 \times 1.820,30 = 546,09 \text{ kNm}$$

3.6 Verifica a presso-flessione

La sezione resistente del singolo pilastro è una sezione quadrata in c.a. di dimensioni 70x70 cm con armatura longitudinale composta da 10 $\Phi 22 + 4 \Phi 26$.



Si esegue la verifica allo SLU della sezione del pilastro.



La verifica non risulta soddisfatta, infatti:

$$M_{Ed-T} = 1.820,30 \text{ kNm} > M_{Rd-T} = 553,48 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed-L} = 546,09 \text{ kNm} > M_{Rd-L} = 166,04 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd-Tot}/M_{Ed-Tot} = \frac{\sqrt{553,48^2 + 166,04^2}}{\sqrt{1.820,30^2 + 546,09^2}} = \frac{577,85}{1.900,45} = 0,30.$$

3.7 Verifica a taglio

Le armature trasversali presenti nel pilastro sono delle staffe $\Phi 8$ a 2 bracci con passo 200 mm. Considerato il ridotto contributo di queste staffe alla resistenza a taglio, si considera la sezione come non armata a taglio.

Di seguito si riportano i principali risultati di calcolo:

$$\sigma_{cp} = 1,04 \text{ Mpa}$$

$$k = 1,55$$

$$v_{min} = 0,366$$

$$\rho_l = 0,009$$

$$A_{sw(tesa)} = 4.252 \text{ mm}^2$$

$$\Phi 1 = 22 \text{ mm}$$

$$n1 = 7$$

$$\Phi 2 = 26 \text{ mm}$$

$$n_2 = 3$$

$$V_{rd^*} = 310,41 \text{ kN}$$

Il pilastro non risulta verificato per il taglio generato dalla combinazione sismica, infatti:

$$V_{Ed-T} = 404,51 \text{ kN} > V_{Rd} = 310,41 \text{ kN}$$

$$V_{Rd}/V_{Ed-T} = \frac{310,41}{404,51} = 0,77.$$

4. VERIFICA PILA ESISTENTE – SOVRAPPASSI TIPO IN ZONA SUD

4.1 Ipotesi di calcolo

La pila è composta da un numero di pilastri pari a quello delle travi dell'impalcato. Dal momento che non c'è un pulvino che connette le sommità dei pilastri, in direzione trasversale e longitudinale la pila può essere modellata come un sistema di mensole incastrate alla base che lavorano in parallelo. La massa viene equamente ripartita tra i pilastri e quindi si può condurre l'analisi sul singolo piedritto.

L'altezza di calcolo del pilastro è pari a 4,5 metri e corrisponde alla parte troncoconica del pilastro stesso che si sviluppa dalla fine del setto di fondazione fino all'intradosso della trave prefabbricata.

In direzione verticale invece, il comportamento sismico è legato all'oscillazione dell'impalcato centrale. Per quantificare la risposta verticale si considera la campata centrale come una trave semplicemente appoggiata di luce pari a 36 m che oscilla sotto l'azione di una massa concentrata in mezzzeria. La forza risultante è poi ripartita come azione assiale sui pilastri.

4.2 Azione sismica in direzione trasversale

Si esegue l'analisi del pilastro considerando il carico verticale massimo, ovvero quello dei sovrappassi tipo a 4 travi. La massa del singolo pilastro è di 5,2 t (51,01 kN).

$M_{imp} =$	63,00	t	Massa dell'impalcato sul singolo pilastro
$M_{pil} =$	1,73	t	Massa efficace del pilastro (5,2 t/3)
$M_{tot} =$	64,73	t	Massa totale agente sul pilastro
$L_{pil} =$	4,50	m	Altezza di libera inflessione pilastro
$I_{pil} =$	0,03	m ⁴	Momento di inerzia flessionale del pilastro
$k_{pil} =$	27.173	kN/m	Rigidezza del pilastro ($3EI_{pil}/L_{pil}^3$)
$T_{pil} =$	0,307	s	Periodo di vibrazione $\left(2 \pi \sqrt{\frac{M_{tot}}{k_{pil}}}\right)$
$S_d(T_{pil}) =$	0,854	g	Accelerazione orizzontale di progetto (da spettro SLV)
$V_{p(sisma)} =$	542,44	kN	Taglio alla base del pilastro (= $M_{tot} S_d g/1000$)
$M_{p(sisma)} =$	2.440,97	kNm	Momento alla base del pilastro ($T_{p(sisma)} \times L_{pil}$)

4.3 Azione sismica in direzione longitudinale

Il comportamento sismico del pilastro in direzione longitudinale non cambia poiché la massa di competenza rimane la stessa come rimangono invariate le ipotesi sulla rigidezza dei piedritti. Si riportano di seguito solamente le azioni agenti, per gli altri parametri sismici si può fare riferimento al paragrafo 4.2.

$V_{p(sisma)} =$	542,44	kN	Taglio alla base del pilastro (= $M_{tot} S_d g/1000$)
$M_{p(sisma)} =$	2.440,97	kNm	Momento alla base del pilastro ($T_{p(sisma)} \times L_{pil}$)

4.4 Azione sismica in direzione verticale

$M_{trave} =$	101,80	t	Massa della trave da 36,00 m
$L_{trave} =$	36,00	m	Luce della trave
$I_{trave} =$	0,202	m ⁴	Momento di inerzia flessionale della trave
$K_{trave} =$	6.772	kN/m	Rigidezza della trave precompressa ($48EI_{trave}/L_{trave}^3$)

$T_{trave} =$	0,770	s	Periodo di vibrazione della trave $\left(2 \pi \sqrt{\frac{M_{trave}}{k_{trave}}} \right)$
$S_d(T_{trave}) =$	0,088	g	Accelerazione verticale di progetto (da spettro SLV)
$N_{tot(sisma)} =$	-88,27	kN	Azione verticale sismica totale data dall'inerzia della trave(= $M_{trave} S_d g/1000$)
$N_{pil(sisma)} =$	-44,14	kN	Azione assiale sismica agente sul pilastro singolo ($N_{tot(sisma)}/2$)

4.5 Sollecitazioni agenti in combinazione sismica

Di seguito sono riassunti i valori di sollecitazione alla base del pilastro calcolati in precedenza:

	N [kN]	V_{Trasv} [kN]	M_{Trasv} [kNm]	V_{Long} [kN]	M_{Long} [kNm]
$G_{Permanenti}$	669,04	0	0	0	0
S_{Trasv}	0	542,44	2.440,97	0	0
S_{Long}	0	0	0	542,44	2.440,97
S_{Vert}	-44,14	0	0	0	0

E quindi le sollecitazioni agenti sul pilastro singolo sono:

$$N_{Ed} = 669,04 - 0,3 \times 44,14 = 655,80 \text{ kN}$$

$$V_{Ed-T} = 542,44 \text{ kN}$$

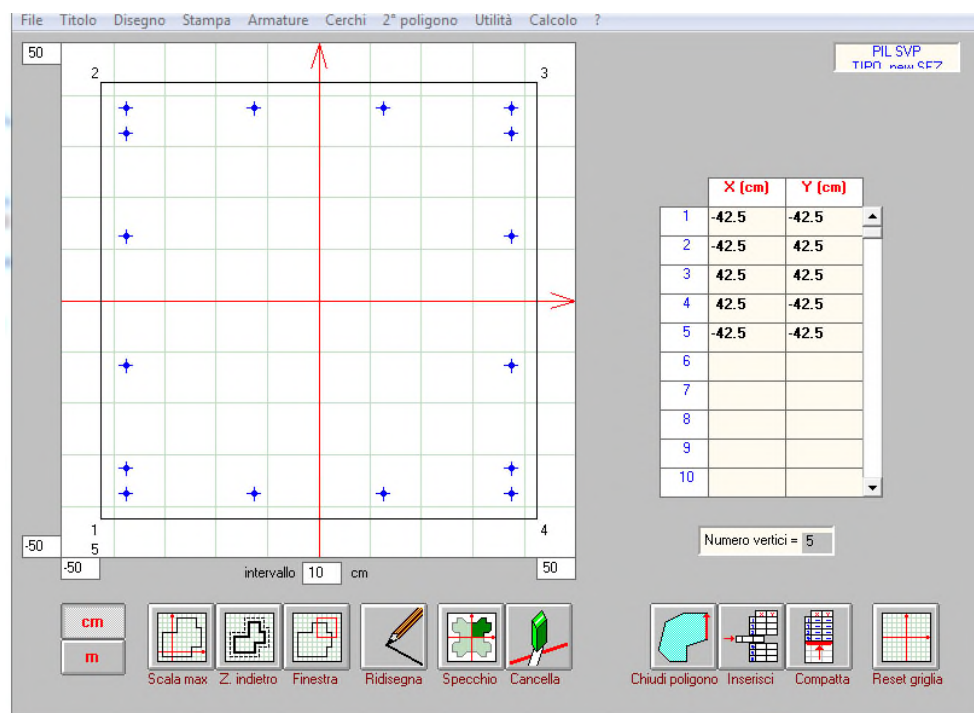
$$V_{Ed-L} = 0,3 \times 542,44 = 162,73 \text{ kN}$$

$$M_{Ed-T} = 2.440,97 \text{ kNm}$$

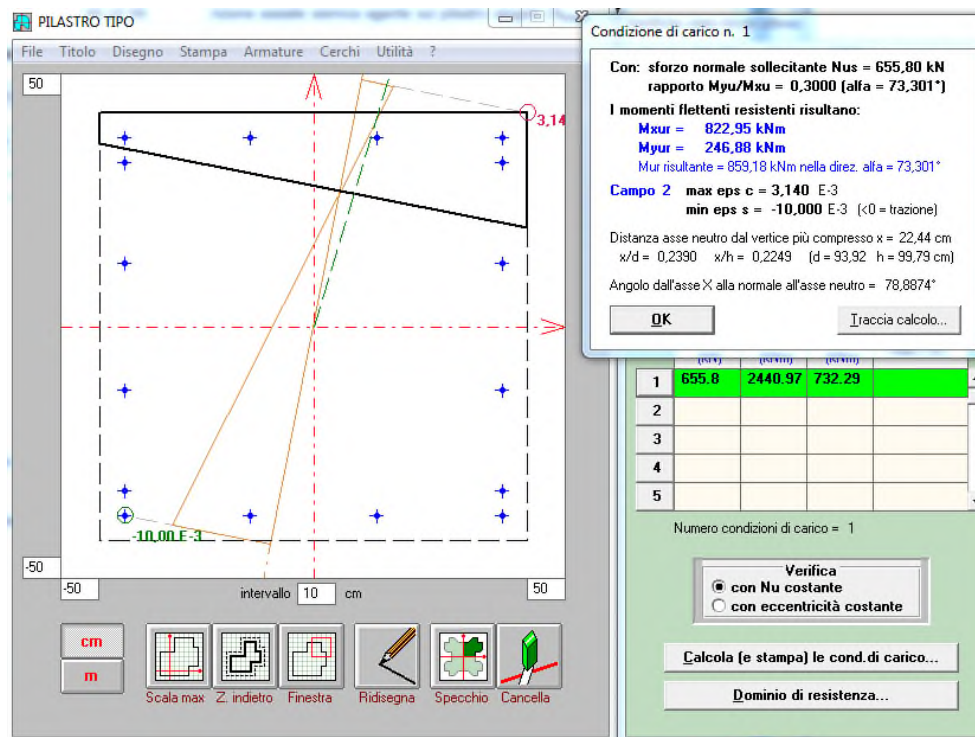
$$M_{Ed-L} = 0,3 \times 2.440,97 = 732,29 \text{ kNm}$$

4.6 Verifica a presso-flessione

La sezione resistente del singolo pilastro è una sezione quadrata in c.a. di dimensioni 85x85 cm con armatura longitudinale composta da 12 $\Phi 22$ + 4 $\Phi 26$.



Si esegue la verifica allo SLU della sezione del pilastro.



La verifica non risulta soddisfatta, infatti:

$$M_{Ed-T} = 2.440,97 \text{ kNm} > M_{Rd-T} = 822,95 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed-L} = 732,29 \text{ kNm} > M_{Rd-L} = 246,88 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd-Tot}/M_{Ed-Tot} = \frac{\sqrt{822,95^2 + 246,88^2}}{\sqrt{2.440,97^2 + 732,29^2}} = \frac{859,45}{2.548,45} = 0,34.$$

4.7 Verifica a taglio

Le armature trasversali presenti nel pilastro sono delle staffe $\Phi 8$ a 2 bracci con passo 200 mm. Considerato il ridotto contributo di queste staffe alla resistenza a taglio, si considera la sezione come non armata a taglio.

Di seguito si riportano i principali risultati di calcolo:

$$\sigma_{cp} = 0,91 \text{ Mpa}$$

$$k = 1,50$$

$$v_{min} = 0,347$$

$$\rho_l = 0,007$$

$$A_{sw(tesa)} = 4.632 \text{ mm}^2$$

$$\Phi 1 = 22 \text{ mm}$$

$$n1 = 8$$

$$\Phi 2 = 26 \text{ mm}$$

$$n_2 = 3$$

$$V_{rd^*} = 402,95 \text{ kN}$$

Il pilastro non risulta verificato per il taglio generato dalla combinazione sismica, infatti:

$$V_{Ed-T} = 542,44 \text{ kN} > V_{Rd} = 402,95 \text{ kN}$$

$$V_{Rd}/V_{Ed-T} = \frac{402,95}{542,44} = 0,74.$$

5. VERIFICA PILA RINFORZATA - SOVRAPPASSO TIPO 2 TRAVI - ZONA NORD

5.1 Ipotesi di calcolo

La pila rinforzata in direzione trasversale assume le caratteristiche di un setto unico in cemento armato incastrato alla base. Inoltre, dato il ridotto rapporto tra altezza e larghezza, si procederà al calcolo tenendo conto solamente della rigidezza a taglio. In direzione longitudinale invece la pila si comporta come una mensola incastrata alla base e libera di ruotare in sommità. L'altezza di calcolo della pila è assunta pari a 4,5 metri, analogamente ai pilastri della pila esistente.

Per il calcolo delle caratteristiche meccaniche della sezione della pila, cautelativamente si considerano le proprietà del calcestruzzo di costruzione anche per i nuovi getti di rinforzo.

In direzione verticale invece, il comportamento sismico è legato all'oscillazione dell'impalcato centrale. Per quantificare la risposta verticale si considera la campata centrale come una trave semplicemente appoggiata di luce pari a 27,07 m che oscilla sotto l'azione di una massa concentrata in mezzzeria. La forza risultante è poi ripartita come azione assiale sui setti.

5.2 Azione sismica in direzione trasversale

La massa della pila è di 23,63 t (231,76 kN).

$M_{imp} =$	92,05	t	Massa totale dell'impalcato sulla pila
$M_p =$	7,88	t	Massa efficace della pila (=23,63 t/3)
$M_{tot} =$	99,92	t	Massa totale agente sulla pila
$L_p =$	4,50	m	Altezza di libera inflessione pila
$I_p =$	2,74	m ⁴	Momento di inerzia della pila
$A_p =$	2,10	m ²	Area della pila
$X =$	1,20	-	Fattore di taglio
$k_p =$	5.280.480	kN/m	Rigidezza della pila ($GA_p/(XL_p)$)
$T_p =$	0,027	s	Periodo di vibrazione $\left(2 \pi \sqrt{\frac{M_{tot}}{k_p}}\right)$
$S_d(T_p) =$	0,442	g	Accelerazione orizzontale di progetto (da spettro SLV)
$V_{p(sisma)} =$	432,98	kN	Taglio alla base della pila ($= M_{tot} S_d \text{ g}/1000$)
$M_{p(sisma)} =$	1.948,39	kNm	Momento alla base della pila ($T_{p(sisma)}XL_p$)

5.3 Azione sismica in direzione longitudinale

$M_{imp} =$	92,05	t	Massa totale dell'impalcato sulla pila
$M_p =$	7,88	t	Massa efficace della pila (=23,63 t/3)
$M_{tot} =$	99,92	t	Massa totale agente sulla pila
$L_p =$	4,50	m	Altezza di libera inflessione pila
$I_p =$	0,11	m ⁴	Momento di inerzia della pila
$k_p =$	118.015	kN/m	Rigidezza della pila ($3EI_p/L_p^3$)
$T_p =$	0,183	s	Periodo di vibrazione $\left(2 \pi \sqrt{\frac{M_{tot}}{k_p}}\right)$
$S_d(T_p) =$	0,849	g	Accelerazione orizzontale di progetto (da spettro SLV)
$V_{p(sisma)} =$	832,42	kN	Taglio alla base della pila ($= M_{tot} S_d \text{ g}/1000$)
$M_{p(sisma)} =$	3.745,87	kNm	Momento alla base della pila ($T_{p(sisma)}XL_p$)

5.4 Azione sismica in direzione verticale

$M_{imp} =$	139,61	t	Massa totale dell'impalcato da 27,07 m
$L_{imp} =$	27,07	m	Luce impalcato
$I_{imp} =$	0,305	m ⁴	Momento di inerzia dell'impalcato
$k_{imp} =$	24.051	kN/m	Rigidezza dell'impalcato($48EI_{imp}/L_{imp}^3$)
$T_{imp} =$	0,478	s	Periodo di vibrazione impalcato $\left(2 \pi \sqrt{\frac{M_{imp}}{k_{imp}}}\right)$
$S_d(T_{imp}) =$	0,142	g	Accelerazione verticale di progetto (da spettro SLV)
$N_{tot(sisma)} =$	-194,49	kN	Azione verticale sismica totale data dall'inerzia dell'impalcato(= $M_{imp} S_d g/1000$)
$N_{pila(sisma)} =$	-97,25	kN	Azione assiale sismica agente sulla pila ($N_{tot(sisma)}/2$)

5.5 Sollecitazioni agenti in combinazione sismica

Di seguito sono riassunti i valori di sollecitazione alla base della pila calcolati in precedenza:

	N [kN]	V_{Trasv} [kN]	M_{Trasv} [kNm]	V_{Long} [kN]	M_{Long} [kNm]
$G_{Permanenti}$	1.134,77	0	0	0	0
S_{Trasv}	0	432,98	1.948,39	0	0
S_{Long}	0	0	0	832,42	3.745,87
S_{Vert}	-97,25	0	0	0	0

E quindi le sollecitazioni di progetto sulla pila sono:

$$N_{Ed} = 1.134,77 - 0,3 \times 97,25 = 1.105,59 \text{ kN}$$

$$V_{Ed-T} = 432,98 \text{ kN}$$

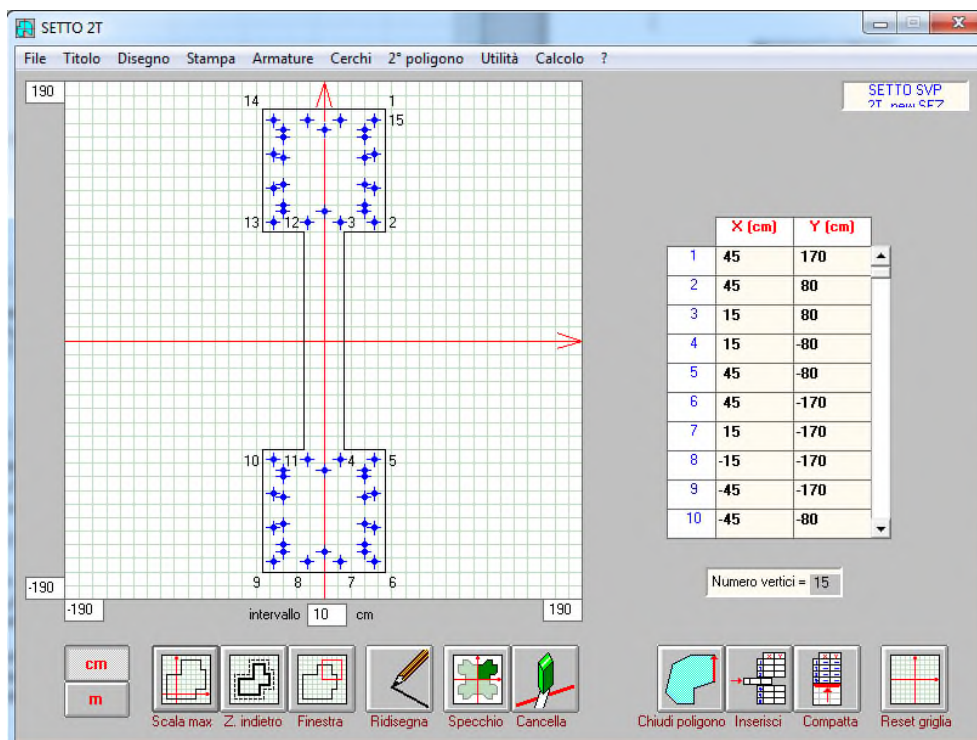
$$V_{Ed-L} = 0,3 \times 832,42 = 249,72 \text{ kN}$$

$$M_{Ed-T} = 1.948,39 \text{ kNm}$$

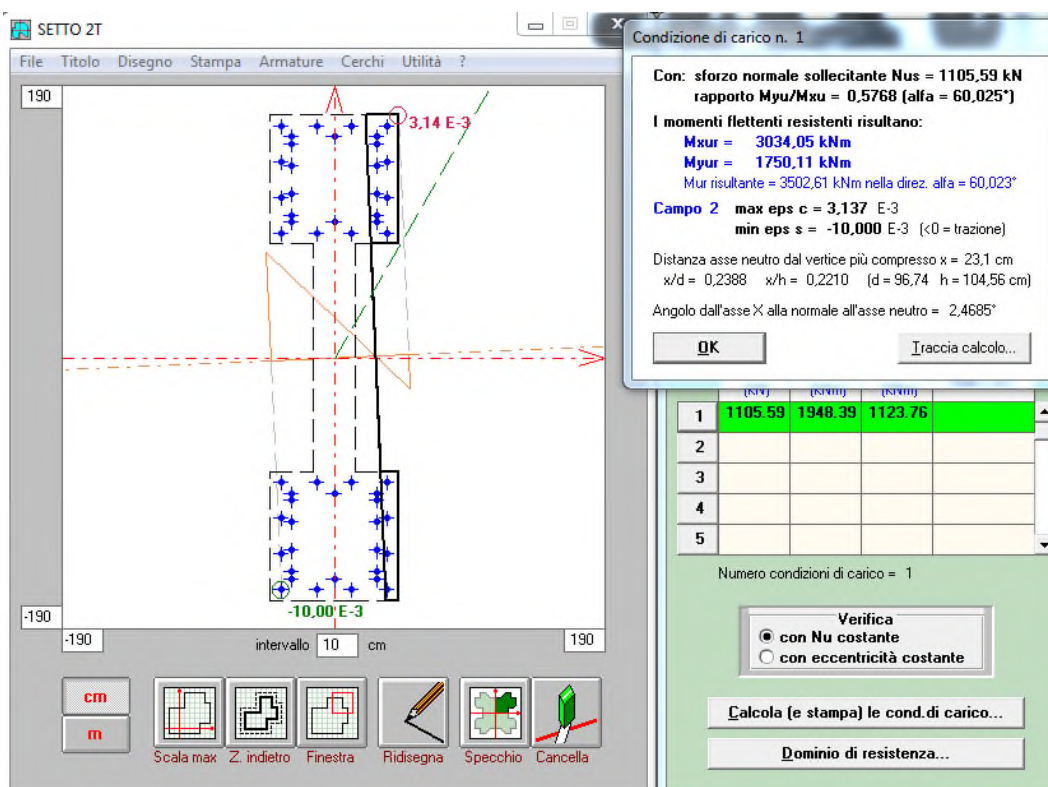
$$M_{Ed-L} = 0,3 \times 3.745,87 = 1.123,76 \text{ kNm.}$$

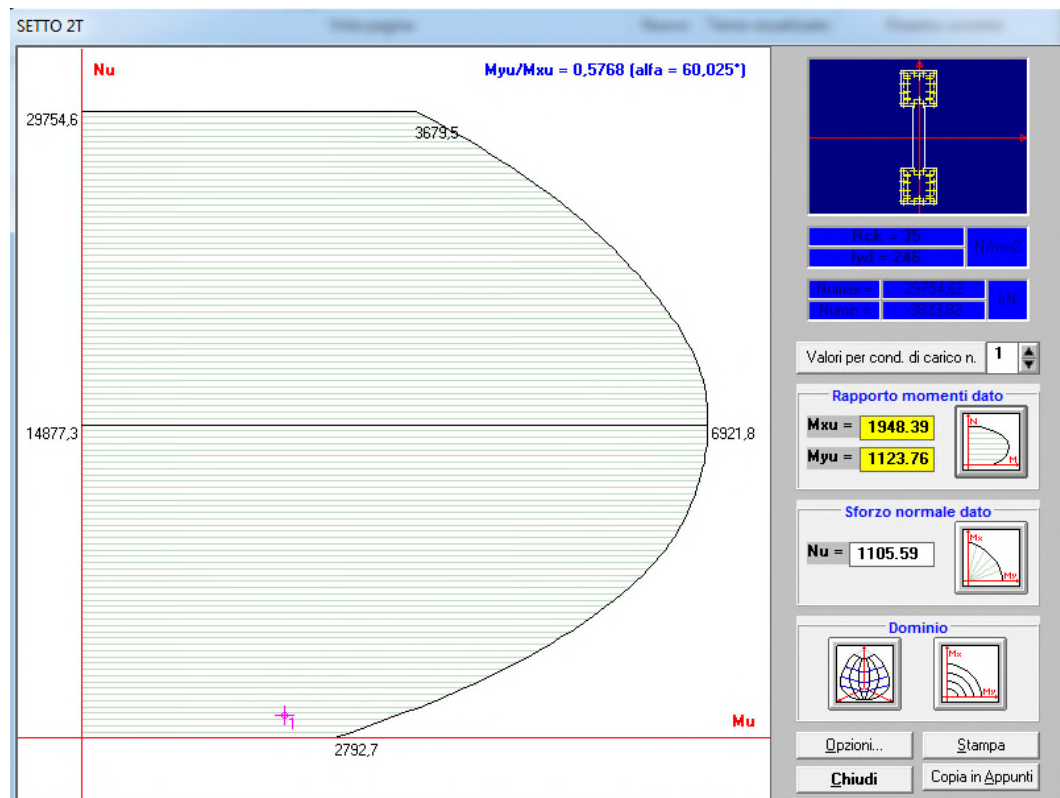
5.6 Verifica a presso-flessione

La sezione resistente della pila si può vedere nella figura sottostante ed è composta dai due pilastri più il setto di completamento. L'ammontare totale delle armature longitudinali è pari a 10 $\Phi 22$ + 4 $\Phi 26$ su ogni pilastro più 12 $\Phi 14$ sul ringrosso di ogni singolo pilastro.



Si esegue la verifica allo SLU della sezione della pila.





La verifica risulta soddisfatta, infatti:

$$M_{Ed-T} = 1.948,39 \text{ kNm} < M_{Rd-T} = 3.034,05 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed-L} = 1.123,76 \text{ kNm} < M_{Rd-L} = 1.750,11 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd-Tot}/M_{Ed-Tot} = \frac{\sqrt{3.034,05^2 + 1.750,11^2}}{\sqrt{1.948,39^2 + 1.123,76^2}} = \frac{3.502,62}{2.249,24} = 1,56.$$

5.7 Verifica a taglio

Si esegue la verifica della sezione della pila non armata a taglio. Si assume come larghezza della sezione resistente quella del nuovo setto $b_w = 0,3 \text{ m}$.

Di seguito si riportano i principali risultati di calcolo:

$$\sigma_{cp} = 0,53 \text{ Mpa}$$

$$k = 1,25$$

$$v_{min} = 0,262$$

$$\rho_l = 0,012$$

$$A_{sw(tesa)} = 11.725 \text{ mm}^2$$

$$\Phi 1 = 22 \text{ mm}$$

$$n1 = 16$$

$$\Phi 2 = 26 \text{ mm}$$

$$n2 = 6$$

$$\Phi3 = 14 \text{ mm}$$

$$n3 = 16$$

$$V_{rd^*} = 532,13 \text{ kN}$$

La pila risulta essere verificata per il taglio generato dalla combinazione sismica, infatti:

$$V_{Ed-T} = 432,98 \text{ kN} < V_{Rd} = 532,13 \text{ kN}$$

$$V_{Rd}/V_{Ed-T} = \frac{532,13}{432,98} = 1,23.$$

6. VERIFICA PILA RINFORZATA - SOVRAPPASSO TIPO 3 TRAVI - ZONA NORD

6.1 Ipotesi di calcolo

Il calcolo è stato svolto considerando le stesse ipotesi adottate per il sovrappasso tipo 2 travi (zona Nord) che sono descritte al paragrafo 5.1.

6.2 Azione sismica in direzione trasversale

La massa della pila è 38,14 t (374,13 kN).

$M_{imp} =$	134,17	t	Massa totale dell'impalcato sulla pila
$M_p =$	12,71	t	Massa efficace della pila (=38,14 t/3)
$M_{tot} =$	146,89	t	Massa totale agente sulla pila
$L_p =$	4,50	m	Altezza di libera inflessione pila
$I_p =$	11,99	m ⁴	Momento di inerzia della pila
$A_p =$	3,39	m ²	Area della pila
$X =$	1,20	-	Fattore di taglio
$k_p =$	8.524.204	kN/m	Rigidezza della pila ($GA_{pila}/(XL_p)$)
$T_p =$	0,026	s	Periodo di vibrazione $\left(2 \pi \sqrt{\frac{M_{tot}}{k_p}}\right)$
$S_d(T_p) =$	0,438	g	Accelerazione orizzontale di progetto (da spettro SLV)
$V_{p(base)} =$	630,56	kN	Taglio alla base della pila ($= M_{tot} S_d g/1000$)
$M_{p(base)} =$	2.837,50	kNm	Momento alla base della pila ($T_{p(sisma)} \times L_p$)

6.3 Azione sismica in direzione longitudinale

$M_{imp} =$	134,17	t	Massa totale dell'impalcato sulla pila
$M_p =$	12,71	t	Massa efficace della pila (=38,14 t/3)
$M_{tot} =$	146,89	t	Massa totale agente sulla pila
$L_p =$	4,50	m	Altezza di libera inflessione pila
$I_p =$	0,17	m ⁴	Momento di inerzia della pila
$k_p =$	182.386	kN/m	Rigidezza della pila ($3EI_p/L_p^3$)
$T_p =$	0,178	s	Periodo di vibrazione $\left(2 \pi \sqrt{\frac{M_{tot}}{k_p}}\right)$
$S_d(T_1) =$	0,849	g	Accelerazione orizzontale di progetto (da spettro SLV)
$V_{p(sisma)} =$	1.223,62	kN	Taglio alla base della pila ($= M_p S_d g/1000$)
$M_{p(sisma)} =$	5.506,29	kNm	Momento totale alla base della pila ($T_{p(sisma)} \times L_p$)

6.4 Azione sismica in direzione verticale

$M_{imp} =$	203,59	t	Massa totale dell'impalcato da 27,07 m
$L_{imp} =$	27,07	m	Luce impalcato
$I_{imp} =$	0,458	m ⁴	Momento di inerzia dell'impalcato
$K_{imp} =$	36.116	kN/m	Rigidezza dell'impalcato ($48EI_{imp}/L_{imp}^3$)
$T_{imp} =$	0,472	s	Periodo di vibrazione impalcato $\left(2 \pi \sqrt{\frac{M_{imp}}{K_{imp}}}\right)$
$S_d(T_{imp}) =$	0,144	g	Accelerazione verticale di progetto (da spettro SLV)
$N_{tot(sisma)} =$	-287,80	kN	Azione verticale sismica totale data dall'inerzia dell'impalcato ($= M_{imp} S_d g/1000$)

$N_{pila(sisma)} =$	-143,90	kN	Azione assiale sismica agente sulla pila ($N_{tot(sisma)}/2$)
---------------------	---------	----	---

6.5 Sollecitazioni agenti in combinazione sismica

Di seguito sono riassunti i valori di sollecitazione alla base della pila calcolati in precedenza:

	N [kN]	F_{Trasv} [kN]	M_{Trasv} [kNm]	F_{Long} [kN]	M_{Long} [kNm]
$G_{Permanenti}$	1.690,36	0	0	0	0
S_{Trasv}	0	630,56	2.837,50	0	0
S_{Long}	0	0	0	1.223,62	5.506,29
S_{Vert}	-143,90	0	0	0	0

E quindi le sollecitazioni di progetto sulla pila sono:

$$N_{Ed} = 1.690,36 - 0,3 \times 143,90 = 1.647,19 \text{ kN}$$

$$V_{Ed-T} = 630,56 \text{ kN}$$

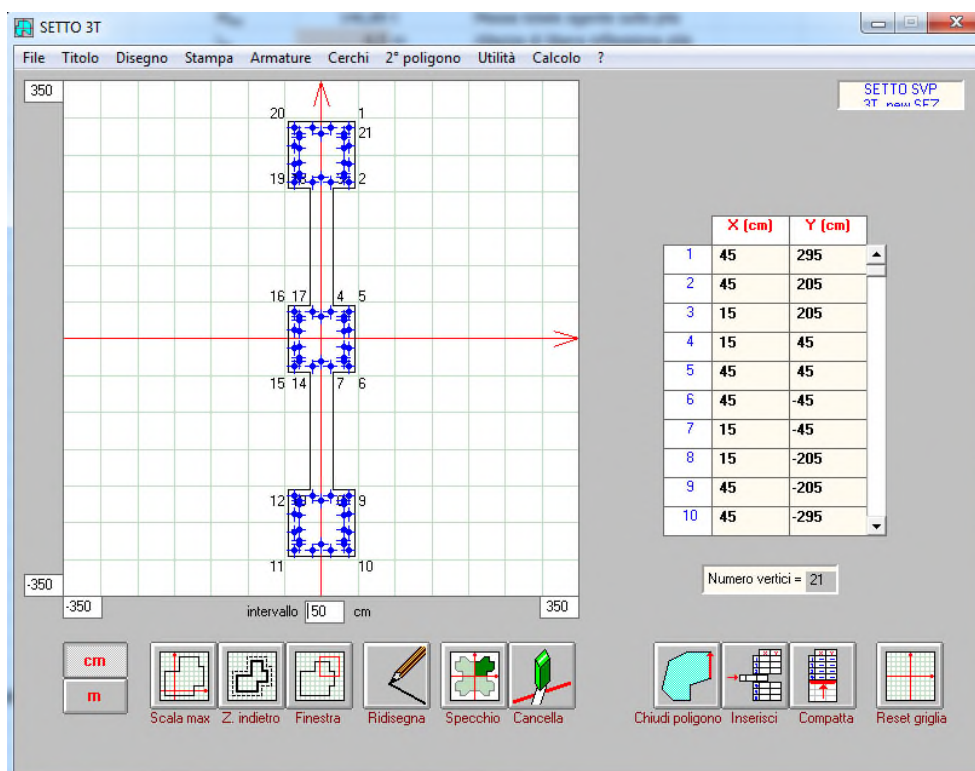
$$V_{Ed-L} = 0,3 \times 1.223,62 = 367,09 \text{ kN}$$

$$M_{Ed-T} = 2.837,50 \text{ kNm}$$

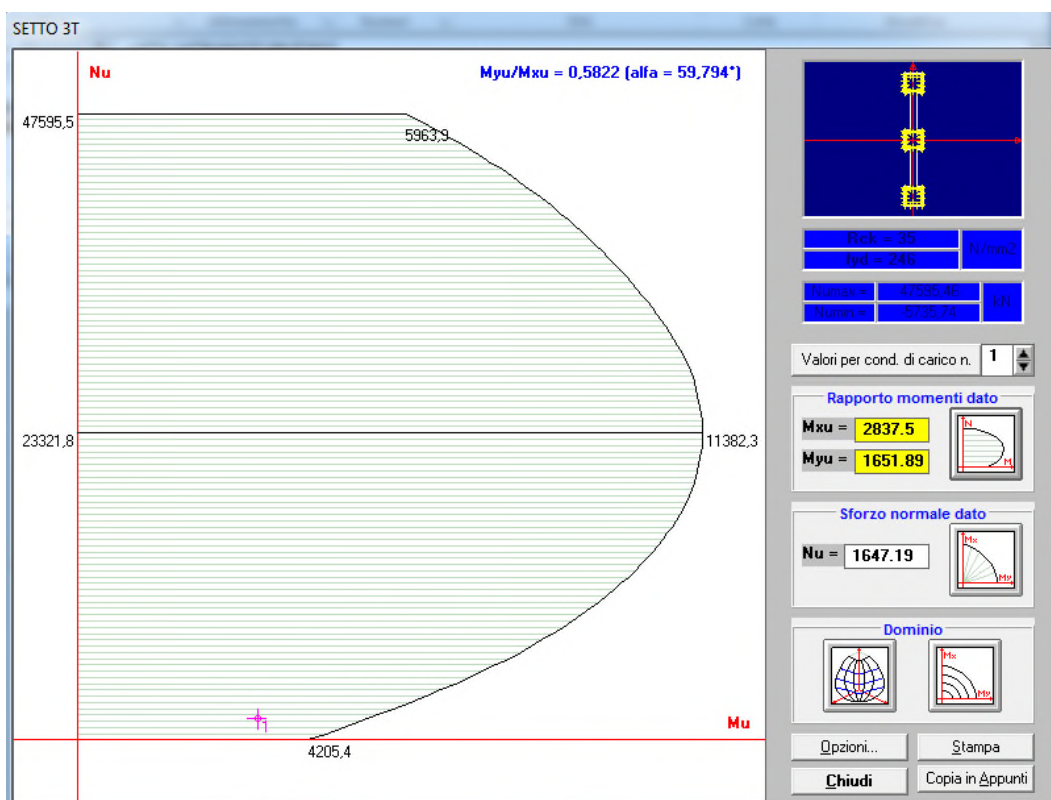
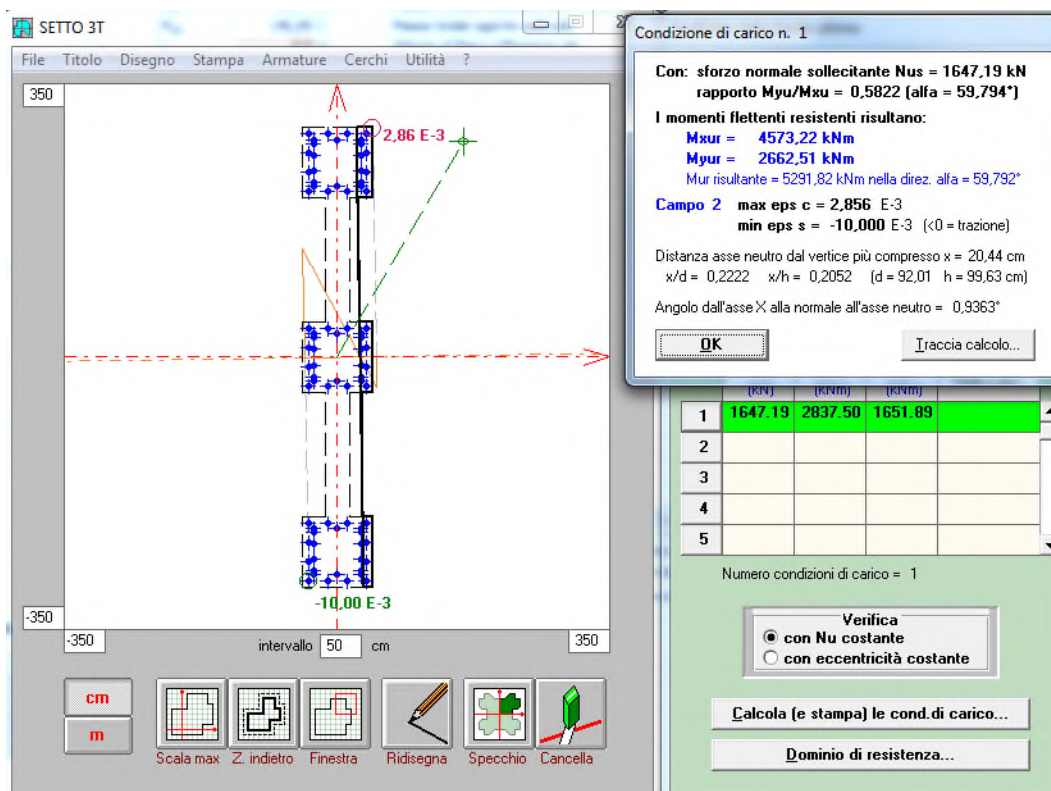
$$M_{Ed-L} = 0,3 \times 5.506,29 = 1.651,89 \text{ kNm}$$

6.6 Verifica a presso-flessione

La sezione resistente della pila si può vedere nella figura sottostante ed è composta dai tre pilastri più il setto di completamento. L'ammontare totale delle armature longitudinali è pari a 10 $\Phi 22$ + 4 $\Phi 26$ per ogni pilastro più 12 $\Phi 14$ sul ringrosso di ogni singolo pilastro.



Si esegue la verifica allo SLU della sezione della pila.



La verifica risulta soddisfatta, infatti:

$$M_{Ed-T} = 2.837,50 \text{ kNm} < M_{Rd-T} = 4.573,22 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed-L} = 1.651,89 \text{ kNm} < M_{Rd-L} = 2.662,51 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd-Tot}/M_{Ed-Tot} = \frac{\sqrt{4.573,22^2 + 2.662,51^2}}{\sqrt{2.837,50^2 + 1.651,89^2}} = \frac{5.407,58}{3.269,03} = 1,61.$$

6.7 Verifica a taglio

Si esegue la verifica della sezione della pila non armata a taglio. Si assume come larghezza della sezione resistente quella del nuovo setto $b_w = 0,3 \text{ m}$.

Di seguito si riportano i principali risultati di calcolo

$$\sigma_{cp} = 0,49 \text{ Mpa}$$

$$k = 1,19$$

$$V_{min} = 0,243$$

$$\rho_i = 0,009$$

$$A_{sw(tesa)} = 16.297 \text{ mm}^2$$

$$\Phi 1 = 22 \text{ mm}$$

$$n1 = 22$$

$$\Phi 2 = 26 \text{ mm}$$

$$n2 = 8$$

$$\Phi 3 = 14 \text{ mm}$$

$$n3 = 24$$

$$V_{rd*} = 827,22 \text{ kN}$$

La pila risulta essere verificata per il taglio generato dalla combinazione sismica, infatti:

$$V_{Ed-T} = 630,56 \text{ kN} < V_{Rd} = 827,22 \text{ kN}$$

$$V_{Rd}/V_{Ed-T} = \frac{827,22}{630,56} = 1,31.$$

7. VERIFICA PILA RINFORZATA - SOVRAPPASSO TIPO 4 TRAVI - ZONA NORD

7.1 Ipotesi di calcolo

Il calcolo è stato svolto considerando le stesse ipotesi adottate per il sovrappasso tipo 2 travi (zona Nord) che sono descritte al paragrafo 5.1.

7.2 Azione sismica in direzione trasversale

La massa della pila è di 51,38 t (504,03 kN).

$M_{imp} =$	170,76	t	Massa totale dell'impalcato sulla pila
$M_p =$	17,13	t	Massa efficace della pila (=51,38 t/3)
$M_{tot} =$	187,88	t	Massa totale agente sulla pila
$L_p =$	4,50	m	Altezza di libera inflessione pila
$I_p =$	28,30	m ⁴	Momento di inerzia della pila
$A_p =$	4,57	m ²	Area della pila
$X =$	1,20	-	Fattore di taglio
$k_p =$	11.483.788	kN/m	Rigidezza della pila ($GA_p/(XL_p)$)
$T_p =$	0,025	s	Periodo di vibrazione $\left(2 \pi \sqrt{\frac{M_{tot}}{k_p}}\right)$
$S_d(T_p) =$	0,435	g	Accelerazione orizzontale di progetto (da spettro SLV)
$V_{p(sisma)} =$	802,52	kN	Taglio alla base della pila ($= M_{tot} S_d g/1000$)
$M_{p(sisma)} =$	3.611,34	kNm	Momento alla base della pila ($T_{p(sisma)}XL_p$)

7.3 Azione sismica in direzione longitudinale

$M_{imp} =$	170,76	t	Massa totale dell'impalcato sulla pila
$M_p =$	17,13	t	Massa efficace della pila (=51,38 t/3)
$M_{tot} =$	187,88	t	Massa totale agente sulla pila
$L_p =$	4,50	m	Altezza di libera inflessione pila
$I_p =$	0,23	m ⁴	Momento di inerzia della pila
$k_p =$	246.758	kN/m	Rigidezza della pila ($3EI_p/L_p^3$)
$T_p =$	0,173	s	Periodo di vibrazione $\left(2 \pi \sqrt{\frac{M_{tot}}{k_p}}\right)$
$S_d(T_p) =$	0,849	g	Accelerazione orizzontale di progetto (da spettro SLV)
$V_{p(sisma)} =$	1.565,14	kN	Taglio alla base della pila ($= M_{tot} S_d g/1000$)
$M_{p(sisma)} =$	7.043,13	kNm	Momento alla base della pila ($T_{p(sisma)}XL_p$)

7.4 Azione sismica in direzione verticale

$M_{imp} =$	259,28	t	Massa totale dell'impalcato da 27,07 m
$L_{imp} =$	27,07	m	Luce impalcato
$I_{imp} =$	0,576	m ⁴	Momento di inerzia dell'impalcato
$k_{imp} =$	45.421	kN/m	Rigidezza dell'impalcato ($48EI_{imp}/L_{imp}^3$)
$T_{imp} =$	0,474	s	Periodo di vibrazione impalcato $\left(2 \pi \sqrt{\frac{M_{imp}}{k_{imp}}}\right)$
$S_d(T_{imp}) =$	0,143	g	Accelerazione verticale di progetto (da spettro SLV)
$N_{tot(sisma)} =$	-364,23	kN	Azione verticale sismica totale data dall'inerzia dell'impalcato ($= M_{imp} S_d g/1000$)

$N_{pila(sisma)} =$	-182,12	kN	Azione assiale sismica agente sulla pila ($N_{tot(sisma)}/2$)
---------------------	---------	----	---

7.5 Sollecitazioni agenti in combinazione sismica

Di seguito sono riassunti i valori di sollecitazione alla base della pila calcolati in precedenza:

	N [kN]	V_{Trasv} [kN]	M_{Trasv} [kNm]	V_{Long} [kN]	M_{Long} [kNm]
$G_{Permanenti}$	2.179,14	0	0	0	0
S_{Trasv}	0	802,52	3.611,34	0	0
S_{Long}	0	0	0	1.565,14	7.043,13
S_{Vert}	-182,12	0	0	0	0

E quindi le sollecitazioni di progetto sulla pila sono:

$$N_{Ed} = 2.179,14 - 0,3 \times 182,12 = 2.124,50 \text{ kN}$$

$$V_{Ed-T} = 802,52 \text{ kN}$$

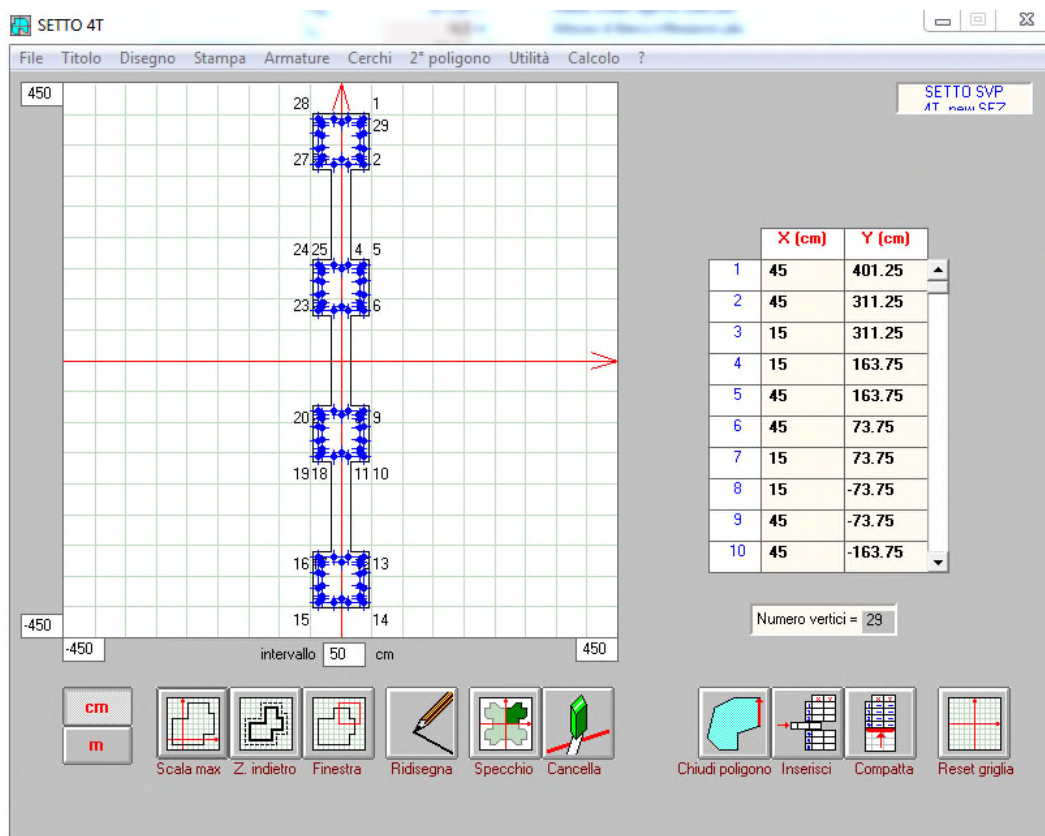
$$V_{Ed-L} = 0,3 \times 1.565,14 = 469,54 \text{ kN}$$

$$M_{Ed-T} = 3.611,34 \text{ kNm}$$

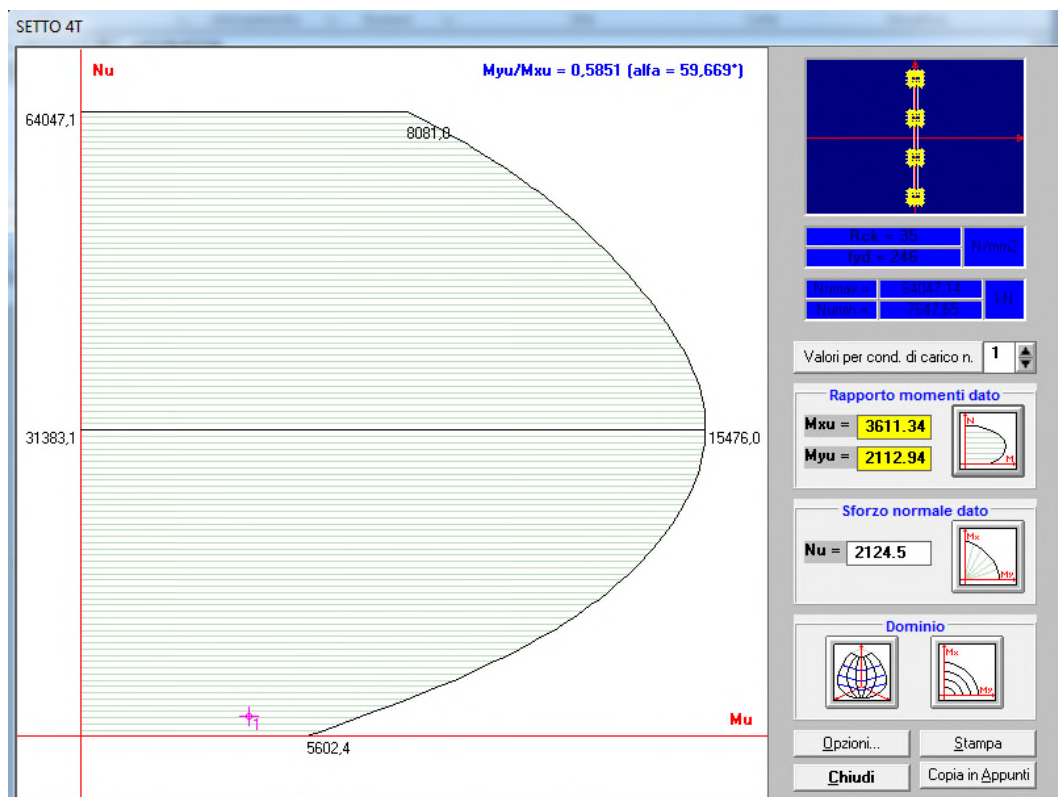
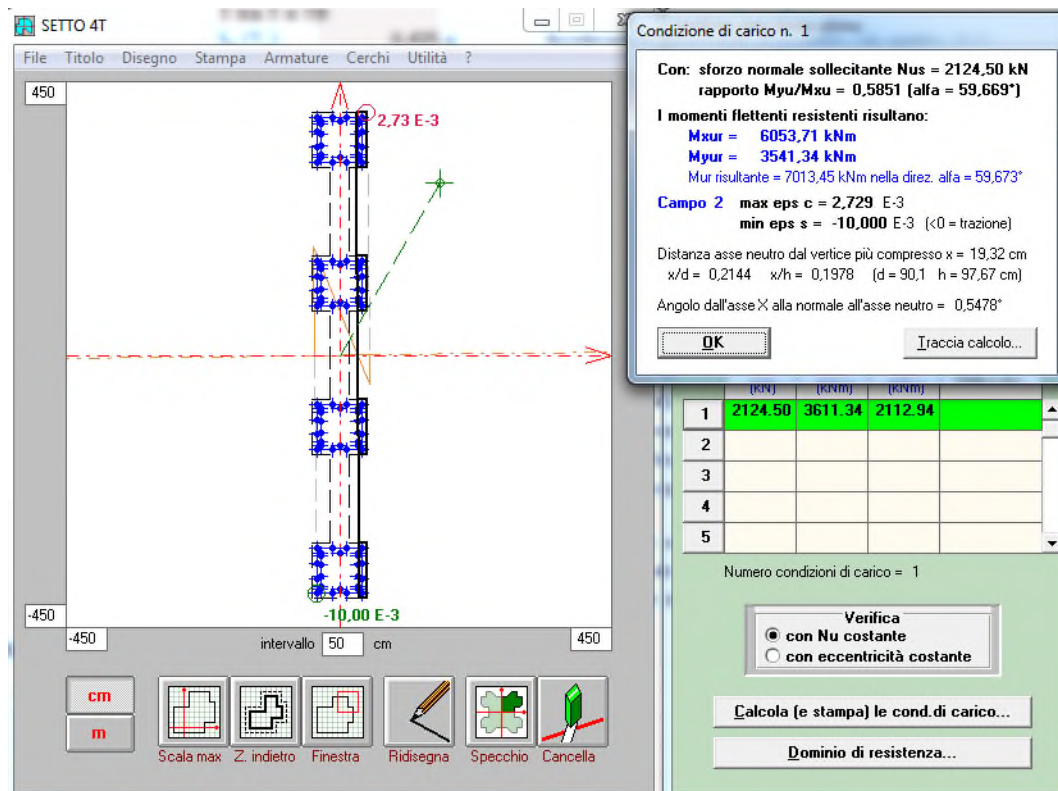
$$M_{Ed-L} = 0,3 \times 7.043,13 = 2.112,94 \text{ kNm.}$$

7.6 Verifica a presso-flessione

La sezione resistente della pila si può vedere nella figura sottostante ed è composta dai quattro pilastri più il setto di completamento. L'ammontare totale delle armature longitudinali è pari a 10 $\Phi 22$ + 4 $\Phi 26$ su ogni pilastro più 12 $\Phi 14$ sul ringrosso di ogni singolo pilastro.



Si esegue la verifica allo SLU della sezione della pila.



La verifica risulta soddisfatta, infatti:

$$M_{Ed-T} = 3.611,34 \text{ kNm} < M_{Rd-T} = 6.053,71 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed-L} = 2.112,94 \text{ kNm} < M_{Rd-L} = 3.541,34 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd-Tot}/M_{Ed-Tot} = \frac{\sqrt{6.053,71^2 + 3.541,34^2}}{\sqrt{3.611,34^2 + 2.112,94^2}} = \frac{7.013,45}{4.184,05} = 1,68.$$

7.7 Verifica a taglio

Si esegue la verifica della sezione della pila non armata a taglio. Si assume come larghezza della sezione resistente quella del nuovo setto $b_w = 0,3 \text{ m}$.

Di seguito si riportano i principali risultati di calcolo

$$\sigma_{cp} = 0,47 \text{ Mpa}$$

$$k = 1,16$$

$$v_{min} = 0,235$$

$$\rho_l = 0,010$$

$$A_{sw(tesa)} = 23.450 \text{ mm}^2$$

$$\Phi 1 = 22 \text{ mm}$$

$$n1 = 32$$

$$\Phi 2 = 26 \text{ mm}$$

$$n2 = 12$$

$$\Phi 3 = 14 \text{ mm}$$

$$n3 = 32$$

$$V_{rd^*} = 1.116,68 \text{ kN}$$

La pila risulta essere verificata per il taglio generato dalla combinazione sismica, infatti:

$$V_{Ed-T} = 802,52 \text{ kN} < V_{Rd} = 1.116,68 \text{ kN}$$

$$V_{Rd}/V_{Ed-T} = \frac{1.116,68}{802,52} = 1,50.$$

8. VERIFICA PILA RINFORZATA - SOVRAPPASSO TIPO 6 TRAVI - ZONA NORD

8.1 Ipotesi di calcolo

Il calcolo è stato svolto considerando le stesse ipotesi adottate per il sovrappasso tipo 2 travi (zona Nord) che sono descritte al paragrafo 5.1.

8.2 Azione sismica in direzione trasversale

La massa della pila è di 74,59 t (731,70 kN).

$M_{imp} =$	244,17	t	Massa totale dell'impalcato sulla pila
$M_p =$	24,86	t	Massa efficace della pila (=74,59 t/3)
$M_{tot} =$	269,04	t	Massa totale agente sulla pila
$L_p =$	4,50	m	Altezza di libera inflessione pila
$I_p =$	77,18	m ⁴	Momento di inerzia della pila
$A_p =$	6,63	m ²	Area della pila
$X =$	1,20	-	Fattore di taglio
$k_p =$	16.671.231	kN/m	Rigidezza della pila ($GA_p/(XL_p)$)
$T_p =$	0,025	s	Periodo di vibrazione $\left(2 \pi \sqrt{\frac{M_{tot}}{k_p}}\right)$
$S_d(T_p) =$	0,435	g	Accelerazione orizzontale di progetto (da spettro SLV)
$V_{p(sisma)} =$	1.147,66	kN	Taglio alla base della pila ($= M_{tot} S_d g/1000$)
$M_{p(sisma)} =$	5.164,46	kNm	Momento alla base della pila ($T_{p(sisma)}XL_p$)

8.3 Azione sismica in direzione longitudinale

$M_{imp} =$	244,17	t	Massa totale dell'impalcato sulla pila
$M_p =$	24,86	t	Massa efficace della pila (=74,59 t/3)
$M_{tot} =$	269,04	t	Massa totale agente sulla pila
$L_p =$	4,50	m	Altezza di libera inflessione pila
$I_p =$	0,34	m ⁴	Momento di inerzia della pila
$k_p =$	364.772	kN/m	Rigidezza della pila ($3EI_p/L_p^3$)
$T_p =$	0,171	s	Periodo di vibrazione $\left(2 \pi \sqrt{\frac{M_{tot}}{k_p}}\right)$
$S_d(T_p) =$	0,849	g	Accelerazione orizzontale di progetto (da spettro SLV)
$V_{p(sisma)} =$	2.241,18	kN	Taglio alla base della pila ($= M_{tot} S_d g/1000$)
$M_{p(sisma)} =$	10.085,33	kNm	Momento alla base della pila ($T_{p(sisma)}XL_p$)

8.4 Azione sismica in direzione verticale

$M_{imp} =$	370,14	t	Massa totale dell'impalcato da 27,07 m
$L_{imp} =$	27,07	m	Luce impalcato
$I_{imp} =$	0,867	m ⁴	Momento di inerzia dell'impalcato
$k_{imp} =$	68.368	kN/m	Rigidezza dell'impalcato ($48EI_{imp}/L_{imp}^3$)
$T_{imp} =$	0,462	s	Periodo di vibrazione impalcato $\left(2 \pi \sqrt{\frac{M_{imp}}{k_{imp}}}\right)$
$S_d(T_{imp}) =$	0,147	g	Accelerazione verticale di progetto (da spettro SLV)
$N_{tot(sisma)} =$	-533,92	kN	Azione verticale sismica totale data dall'inerzia dell'impalcato ($= M_{imp} S_d g/1000$)

$N_{pila(sisma)} =$	-266,96	kN	Azione assiale sismica agente sulla pila ($N_{tot(sisma)}/2$)
---------------------	---------	----	---

8.5 Sollecitazioni agenti in combinazione sismica

Di seguito sono riassunti i valori di sollecitazione alla base della pila calcolati in precedenza:

	N [kN]	V_{Trasv} [kN]	M_{Trasv} [kNm]	V_{Long} [kN]	M_{Long} [kNm]
$G_{Permanenti}$	3.127,04	0	0	0	0
S_{Trasv}	0	1.147,66	5.164,46	0	0
S_{Long}	0	0	0	2.241,18	10.085,33
S_{Vert}	-266,96	0	0	0	0

E quindi le sollecitazioni di progetto sulla pila sono:

$$N_{Ed} = 3.127,04 - 0,3 \times 266,96 = 3.046,95 \text{ kN}$$

$$V_{Ed-T} = 1.147,66 \text{ kN}$$

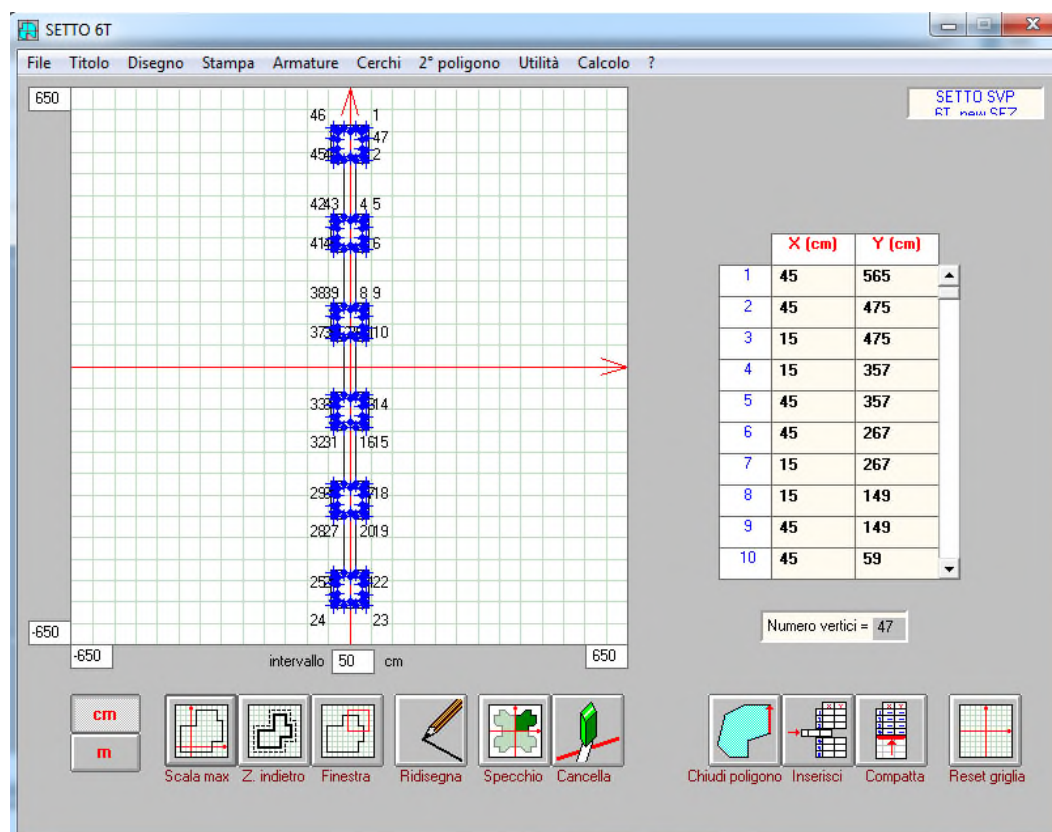
$$V_{Ed-L} = 0,3 \times 2.241,18 = 672,36 \text{ kN}$$

$$M_{Ed-T} = 5.164,46 \text{ kNm}$$

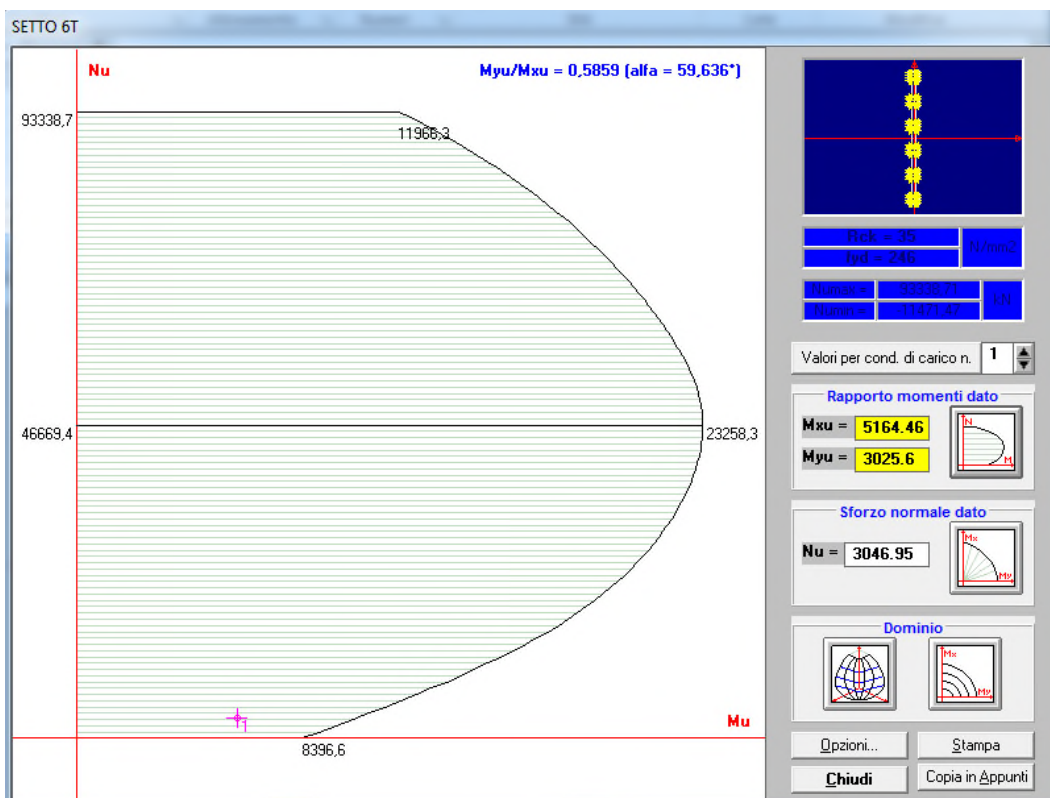
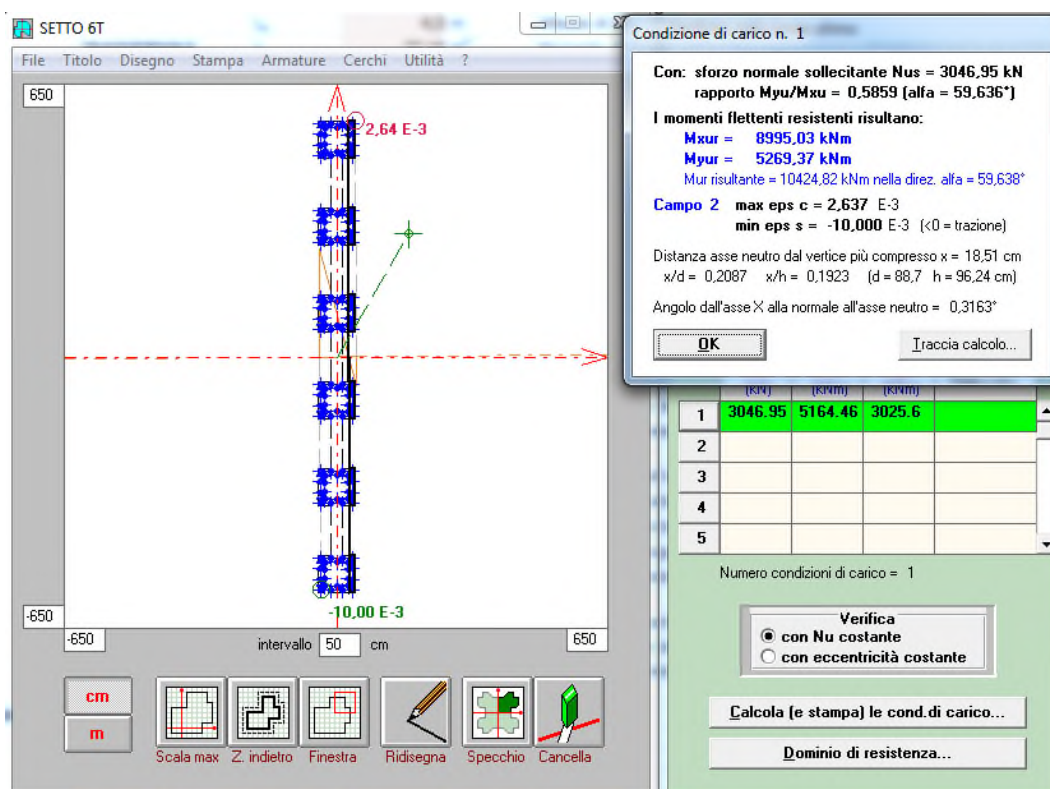
$$M_{Ed-L} = 0,3 \times 10.085,33 = 3.025,60 \text{ kNm.}$$

8.6 Verifica a presso-flessione

La sezione resistente della pila si può vedere nella figura sottostante ed è composta dai sei pilastri più il setto di completamento. L'ammontare totale delle armature longitudinali è pari a 10 $\Phi 22$ + 4 $\Phi 26$ su ogni pilastro più 12 $\Phi 14$ sul ringrosso di ogni singolo pilastro.



Si esegue la verifica allo SLU della sezione della pila.



La verifica risulta soddisfatta, infatti:

$$M_{Ed-T} = 5.164,46 \text{ kNm} < M_{Rd-T} = 8.995,03 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed-L} = 3.025,60 \text{ kNm} < M_{Rd-L} = 5.269,37 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd-Tot}/M_{Ed-Tot} = \frac{\sqrt{8.995,03^2 + 5.269,37^2}}{\sqrt{5.164,46^2 + 3.025,60^2}} = \frac{10.424,82}{5.985,47} = 1,74.$$

8.7 Verifica a taglio

Si esegue la verifica della sezione della pila non armata a taglio. Si assume come larghezza della sezione resistente quella del nuovo setto $b_w = 0,3$ m.

Di seguito si riportano i principali risultati di calcolo:

$$\sigma_{cp} = 0,46 \text{ Mpa}$$

$$k = 1,13$$

$$V_{min} = 0,228$$

$$\rho_l = 0,010$$

$$A_{sw(tesa)} = 35.174 \text{ mm}^2$$

$$\Phi 1 = 22 \text{ mm}$$

$$n1 = 48$$

$$\Phi 2 = 26 \text{ mm}$$

$$n2 = 18$$

$$\Phi 3 = 14 \text{ mm}$$

$$n3 = 48$$

$$V_{rd*} = 1.571,50 \text{ kN}$$

La pila risulta essere verificata per il taglio generato dalla combinazione sismica, infatti:

$$V_{Ed-T} = 1.147,66 \text{ kN} < V_{Rd} = 1.571,50 \text{ kN}$$

$$V_{Rd}/V_{Ed-T} = \frac{1.571,50}{1.147,66} = 1,37.$$

9. VERIFICA PILA RINFORZATA - SOVRAPPASSO TIPO 3 TRAVI - ZONA SUD

9.1 Ipotesi di calcolo

La pila rinforzata in direzione trasversale assume le caratteristiche di un setto unico in cemento armato incastrato alla base. Inoltre, dato il ridotto rapporto tra altezza e larghezza, si procederà al calcolo tenendo conto solamente della rigidezza a taglio. In direzione longitudinale invece la pila si comporta come una mensola incastrata alla base e libera di ruotare in sommità. L'altezza di calcolo della pila è assunta pari a 4,5 metri, analogamente ai pilastri della pila esistente.

Per il calcolo delle caratteristiche meccaniche della sezione della pila, cautelativamente si considerano le proprietà del calcestruzzo di costruzione anche per i nuovi getti di rinforzo.

In direzione verticale invece, il comportamento sismico è legato all'oscillazione dell'impalcato centrale. Per quantificare la risposta verticale si considera la campata centrale come una trave semplicemente appoggiata di luce pari a 36 m che oscilla sotto l'azione di una massa concentrata in mezzzeria. La forza risultante è poi ripartita come azione assiale sui setti.

9.2 Azione sismica in direzione trasversale

La massa della pila è 47,25 t (463,52 kN).

$M_{imp} =$	183,90	t	Massa totale dell'impalcato sulla pila
$M_p =$	15,75	t	Massa efficace della pila (=47,25 t/3)
$M_{tot} =$	199,65	t	Massa totale agente sulla pila
$L_p =$	4,50	m	Altezza di libera inflessione pila
$I_p =$	15,60	m ⁴	Momento di inerzia della pila
$A_p =$	4,20	m ²	Area della pila
$X =$	1,20	-	Fattore di taglio
$k_p =$	10.560.961	kN/m	Rigidezza della pila ($GA_{pila}/(XL_p)$)
$T_p =$	0,027	s	Periodo di vibrazione $\left(2 \pi \sqrt{\frac{M_{tot}}{k_p}}\right)$
$S_d(T_p) =$	0,438	g	Accelerazione orizzontale di progetto (da spettro SLV)
$V_{p(base)} =$	858,35	kN	Taglio alla base della pila ($= M_{tot} S_d g/1000$)
$M_{p(base)} =$	3.862,56	kNm	Momento alla base della pila ($T_{p(sisma)}XL_p$)

9.3 Azione sismica in direzione longitudinale

$M_{imp} =$	183,90	t	Massa totale dell'impalcato sulla pila
$M_p =$	15,75	t	Massa efficace della pila (=47,25 t/3)
$M_{tot} =$	199,65	t	Massa totale agente sulla pila
$L_p =$	4,50	m	Altezza di libera inflessione pila
$I_p =$	0,31	m ⁴	Momento di inerzia della pila
$k_p =$	332.586	kN/m	Rigidezza della pila ($3EI_p/L_p^3$)
$T_p =$	0,154	s	Periodo di vibrazione $\left(2 \pi \sqrt{\frac{M_{tot}}{k_p}}\right)$
$S_d(T_1) =$	0,854	g	Accelerazione orizzontale di progetto (da spettro SLV)
$V_{p(sisma)} =$	1.672,98	kN	Taglio alla base della pila ($= M_p S_d g/1000$)
$M_{p(sisma)} =$	7.528,42	kNm	Momento totale alla base della pila ($T_{p(sisma)}XL_p$)

9.4 Azione sismica in direzione verticale

$M_{imp} =$	297,60	t	Massa totale dell'impalcato da 36 m
$L_{imp} =$	36,00	m	Luce impalcato
$I_{imp} =$	0,616	m ⁴	Momento di inerzia dell'impalcato
$K_{imp} =$	20.653	kN/m	Rigidezza dell'impalcato ($48EI_{imp}/L_{imp}^3$)
$T_{imp} =$	0,754	s	Periodo di vibrazione impalcato $\left(2 \pi \sqrt{\frac{M_{imp}}{K_{imp}}}\right)$
$S_d(T_{imp}) =$	0,090	g	Accelerazione verticale di progetto (da spettro SLV)
$N_{tot(sisma)} =$	-263,56	kN	Azione verticale sismica totale data dall'inerzia dell'impalcato(= $M_{imp} S_d g/1000$)
$N_{pila(sisma)} =$	-131,78	kN	Azione assiale sismica agente sulla pila ($N_{tot(sisma)}/2$)

9.5 Sollecitazioni agenti in combinazione sismica

Di seguito sono riassunti i valori di sollecitazione alla base della pila calcolati in precedenza:

	N [kN]	F_{Trasv} [kN]	M_{Trasv} [kNm]	F_{Long} [kN]	M_{Long} [kNm]
$G_{Permanenti}$	2.267,58	0	0	0	0
S_{Trasv}	0	858,35	3.862,56	0	0
S_{Long}	0	0	0	1.672,98	7.528,42
S_{Vert}	-131,78	0	0	0	0

E quindi le sollecitazioni di progetto sulla pila sono:

$$N_{Ed} = 2.267,58 - 0,3 \times 131,78 = 2.228,05 \text{ kN}$$

$$V_{Ed-T} = 858,35 \text{ kN}$$

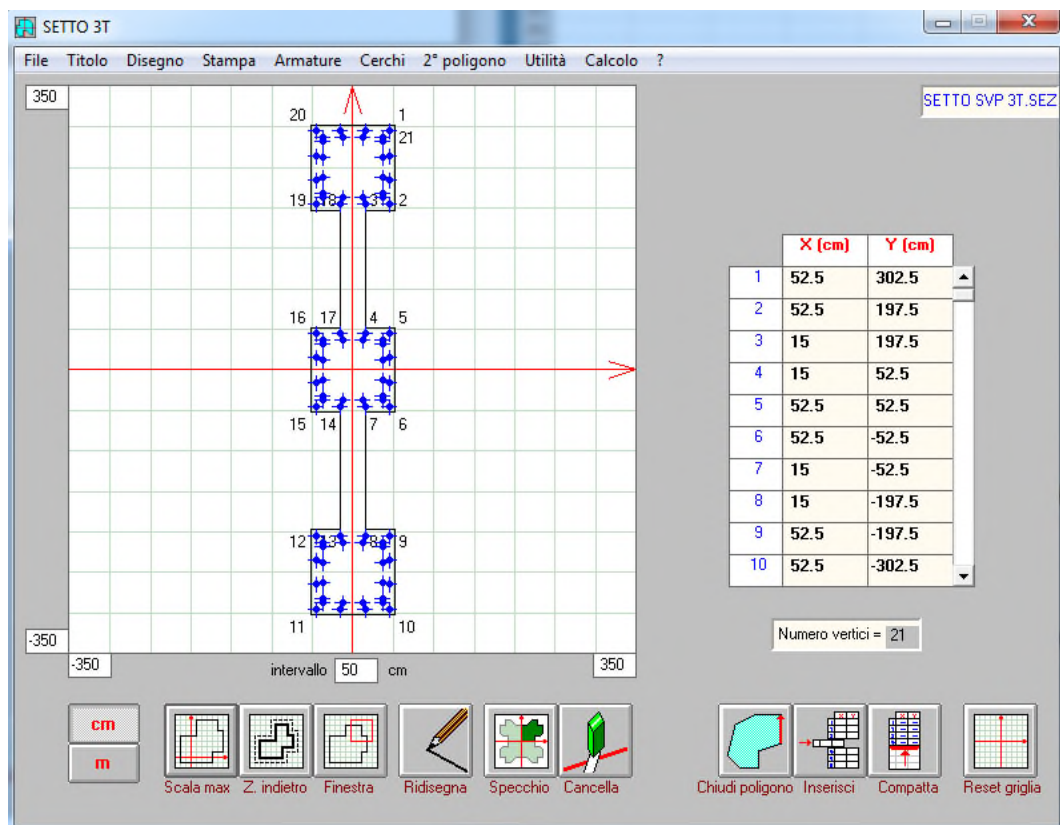
$$V_{Ed-L} = 0,3 \times 1.672,98 = 501,89 \text{ kN}$$

$$M_{Ed-T} = 3.862,56 \text{ kNm}$$

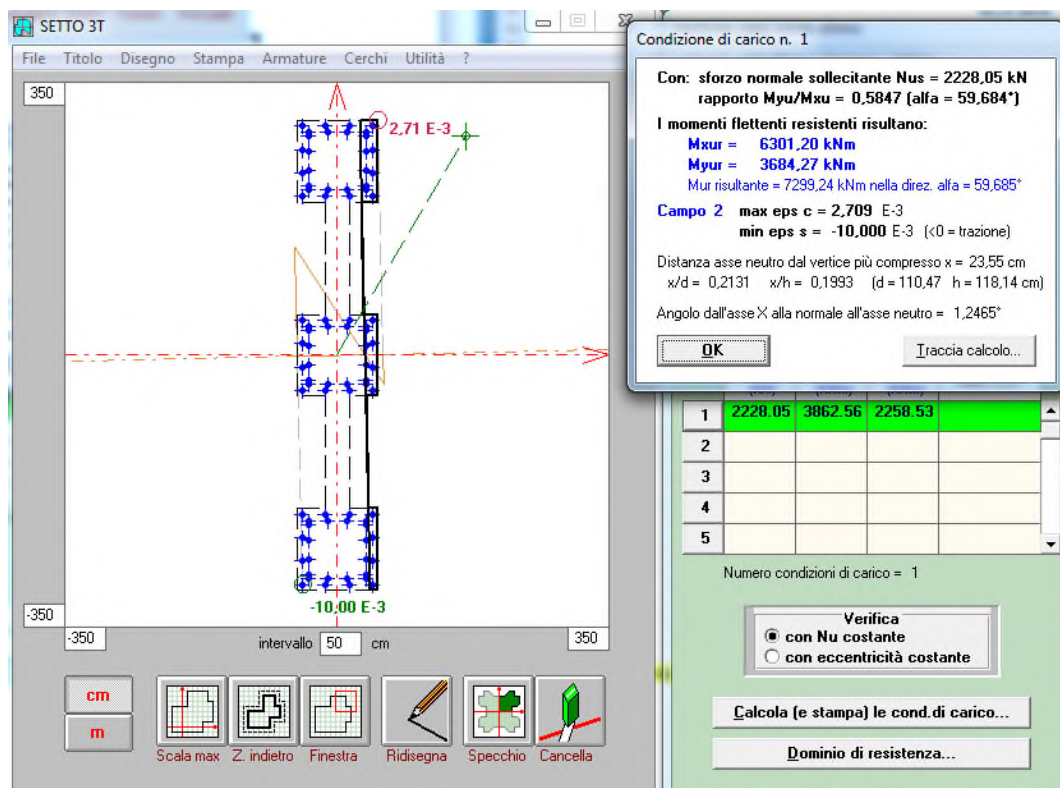
$$M_{Ed-L} = 0,3 \times 7.528,42 = 2.258,53 \text{ kNm}$$

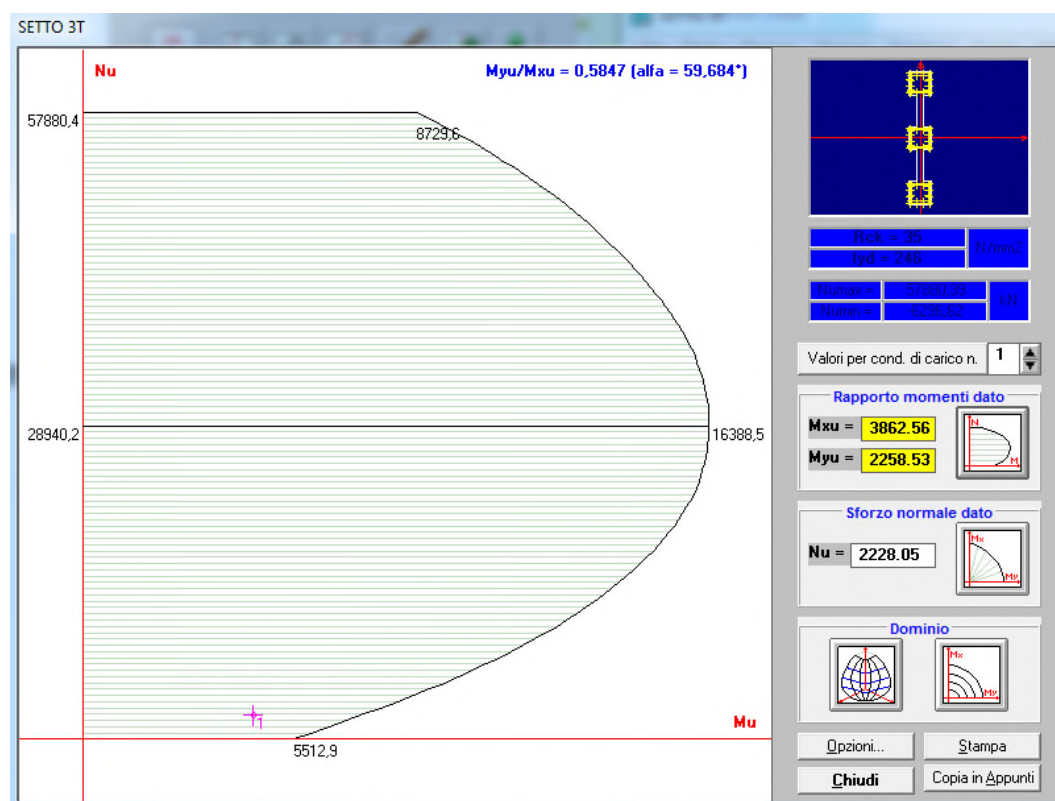
9.6 Verifica a presso-flessione

La sezione resistente della pila si può vedere nella figura sottostante ed è composta dai tre pilastri più il setto di completamento. L'ammontare totale delle armature longitudinali è pari a 12 $\Phi 22$ + 4 $\Phi 26$ per ogni pilastro più 12 $\Phi 14$ sul ringrosso di ogni singolo pilastro.



Si esegue la verifica allo SLU della sezione della pila.





La verifica risulta soddisfatta, infatti:

$$M_{Ed-T} = 3.862,56 \text{ kNm} < M_{Rd-T} = 6.301,20 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed-L} = 2.258,53 \text{ kNm} < M_{Rd-L} = 3.684,27 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd-Tot}/M_{Ed-Tot} = \frac{\sqrt{6.301,20^2 + 3.684,27^2}}{\sqrt{3.862,56^2 + 2.258,53^2}} = \frac{7.299,24}{4.474,41} = 1,63.$$

9.7 Verifica a taglio

Si esegue la verifica della sezione della pila non armata a taglio. Si assume come larghezza della sezione resistente quella del nuovo setto $b_w = 0,3 \text{ m}$.

Di seguito si riportano i principali risultati di calcolo

$$\sigma_{cp} = 0,53 \text{ Mpa}$$

$$k = 1,18$$

$$v_{min} = 0,243$$

$$\rho_l = 0,01$$

$$A_{sw(tesa)} = 18.576 \text{ mm}^2$$

$$\Phi 1 = 22 \text{ mm}$$

$$n1 = 28$$

$$\Phi 2 = 26 \text{ mm}$$

$$n_2 = 8$$

$$\Phi_3 = 14 \text{ mm}$$

$$n_3 = 24$$

$$V_{rd^*} = 884,73 \text{ kN}$$

La pila risulta essere verificata per il taglio generato dalla combinazione sismica, infatti:

$$V_{Ed-T} = 858,35 \text{ kN} < V_{Rd} = 884,73 \text{ kN}$$

$$V_{Rd}/V_{Ed-T} = \frac{884,73}{858,35} = 1,03.$$

10. VERIFICA PILA RINFORZATA - SOVRAPPASSO TIPO 4 TRAVI - ZONA SUD

10.1 Ipotesi di calcolo

Il calcolo è stato svolto considerando le stesse ipotesi adottate per il sovrappasso tipo 3 travi (zona Sud) che sono descritte al paragrafo 9.1.

10.2 Azione sismica in direzione trasversale

La massa della pila è di 63,00 t (618,03 kN).

$M_{imp} =$	252,00	t	Massa totale dell'impalcato sulla pila
$M_p =$	21,00	t	Massa efficace della pila (=63 t/3)
$M_{tot} =$	273,00	t	Massa totale agente sulla pila
$L_p =$	4,50	m	Altezza di libera inflessione pila
$I_p =$	36,16	m ⁴	Momento di inerzia della pila
$A_p =$	5,60	m ²	Area della pila
$X =$	1,20	-	Fattore di taglio
$k_p =$	14.081.281	kN/m	Rigidezza della pila ($GA_p/(XL_p)$)
$T_p =$	0,028	s	Periodo di vibrazione $\left(2 \pi \sqrt{\frac{M_{tot}}{k_p}}\right)$
$S_d(T_p) =$	0,439	g	Accelerazione orizzontale di progetto (da spettro SLV)
$V_{p(sisma)} =$	1.176,81	kN	Taglio alla base della pila ($= M_{tot} S_d g/1000$)
$M_{p(sisma)} =$	5.295,66	kNm	Momento alla base della pila ($T_{p(sisma)}XL_p$)

10.3 Azione sismica in direzione longitudinale

$M_{imp} =$	252,00	t	Massa totale dell'impalcato sulla pila
$M_p =$	21,00	t	Massa efficace della pila (=63 t/3)
$M_{tot} =$	273,00	t	Massa totale agente sulla pila
$L_p =$	4,50	m	Altezza di libera inflessione pila
$I_p =$	0,41	m ⁴	Momento di inerzia della pila
$k_p =$	444.164	kN/m	Rigidezza della pila ($3EI_p/L_p^3$)
$T_p =$	0,156	s	Periodo di vibrazione $\left(2 \pi \sqrt{\frac{M_{tot}}{k_p}}\right)$
$S_d(T_p) =$	0,854	g	Accelerazione orizzontale di progetto (da spettro SLV)
$V_{p(sisma)} =$	2.287,62	kN	Taglio alla base della pila ($= M_{tot} S_d g/1000$)
$M_{p(sisma)} =$	10.294,31	kNm	Momento alla base della pila ($T_{p(sisma)}XL_p$)

10.4 Azione sismica in direzione verticale

$M_{imp} =$	407,20	t	Massa totale dell'impalcato da 36 m
$L_{imp} =$	36,00	m	Luce impalcato
$I_{imp} =$	0,81	m ⁴	Momento di inerzia dell'impalcato
$k_{imp} =$	27.157	kN/m	Rigidezza dell'impalcato ($48EI_{imp}/L_{imp}^3$)
$T_{imp} =$	0,769	s	Periodo di vibrazione impalcato $\left(2 \pi \sqrt{\frac{M_{imp}}{k_{imp}}}\right)$
$S_d(T_{imp}) =$	0,089	g	Accelerazione verticale di progetto (da spettro SLV)
$N_{tot(sisma)} =$	-353,53	kN	Azione verticale sismica totale data dall'inerzia dell'impalcato ($= M_{imp} S_d g/1000$)

$N_{pila(sisma)} =$	-176,76	kN	Azione assiale sismica agente sulla pila ($N_{tot(sisma)}/2$)
---------------------	---------	----	---

10.5 Sollecitazioni agenti in combinazione sismica

Di seguito sono riassunti i valori di sollecitazione alla base della pila calcolati in precedenza:

	N [kN]	V_{Trasv} [kN]	M_{Trasv} [kNm]	V_{Long} [kN]	M_{Long} [kNm]
$G_{Permanenti}$	3.090,15	0	0	0	0
S_{Trasv}	0	1.176,81	5.295,66	0	0
S_{Long}	0	0	0	2.287,62	10.294,31
S_{Vert}	-176,76	0	0	0	0

E quindi le sollecitazioni di progetto sulla pila sono:

$$N_{Ed} = 3.090,15 - 0,3 \times 176,76 = 3.037,12 \text{ kN}$$

$$V_{Ed-T} = 1.176,81 \text{ kN}$$

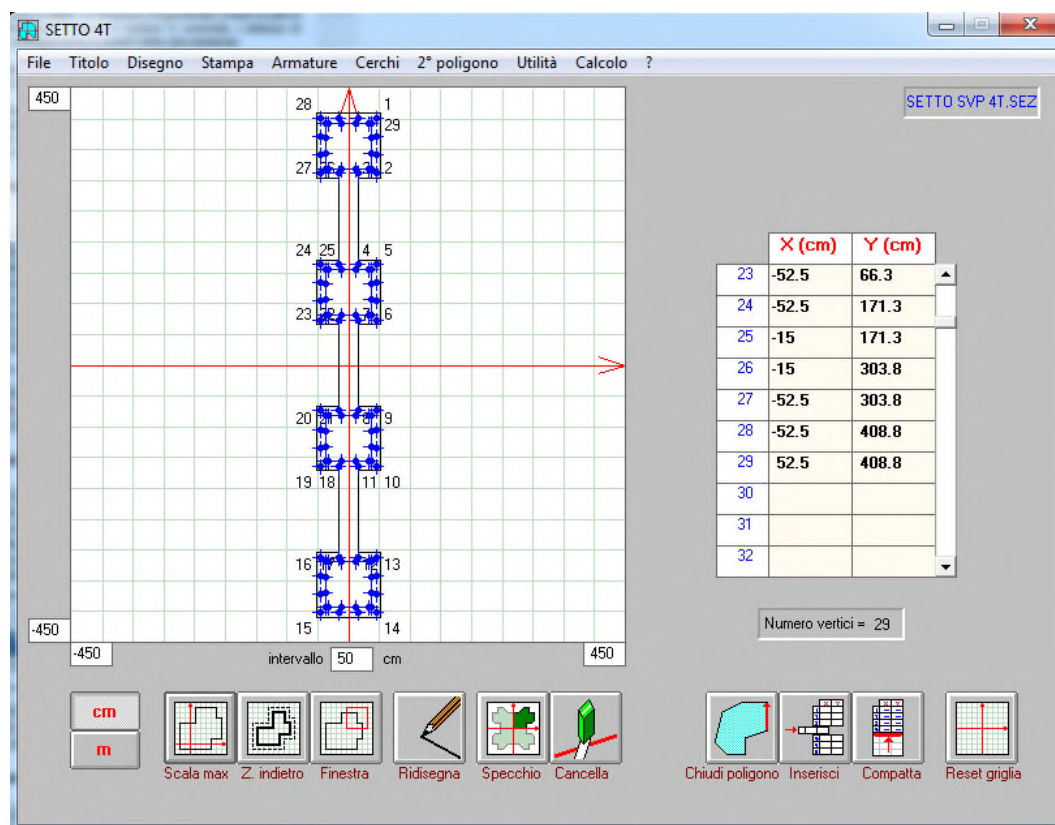
$$V_{Ed-L} = 0,3 \times 2.287,62 = 686,29 \text{ kN}$$

$$M_{Ed-T} = 5.295,66 \text{ kNm}$$

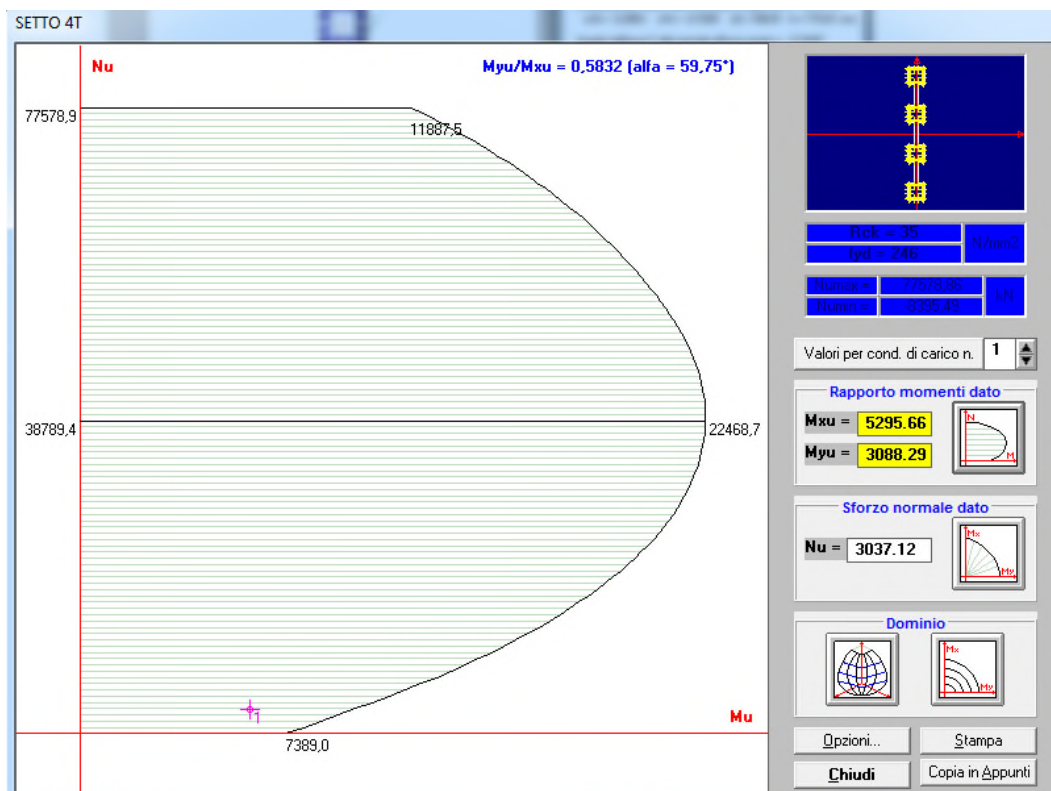
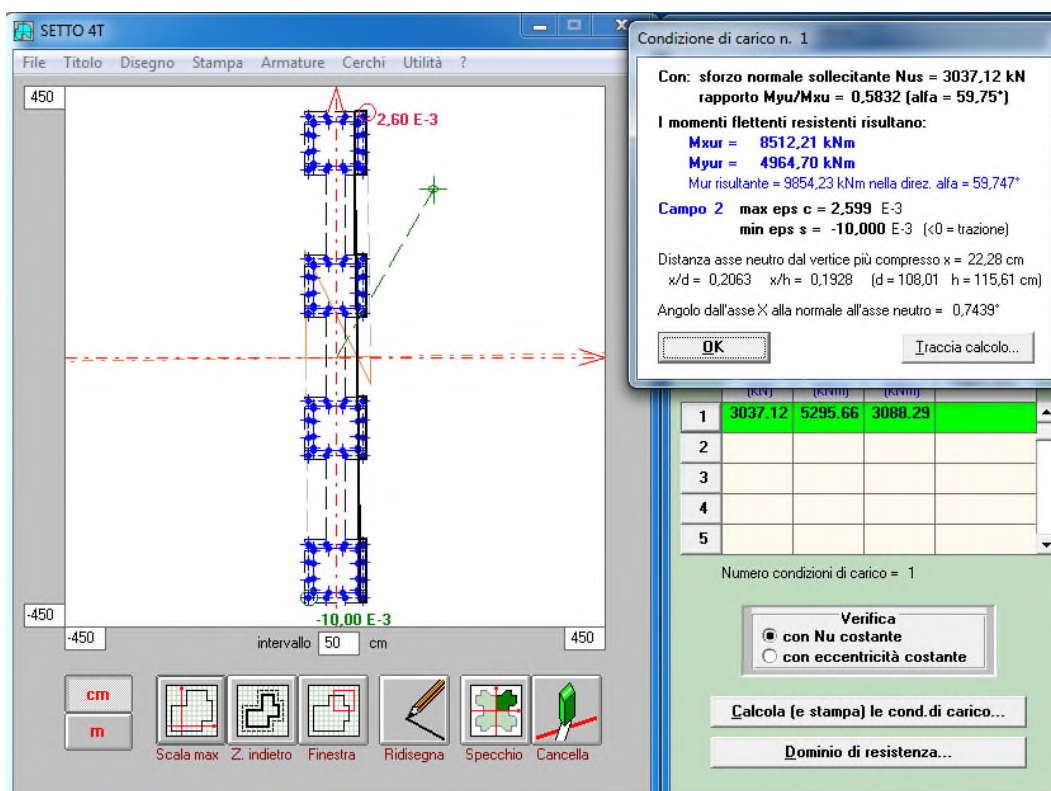
$$M_{Ed-L} = 0,3 \times 10.294,31 = 3.088,29 \text{ kNm.}$$

10.6 Verifica a presso-flessione

La sezione resistente della pila si può vedere nella figura sottostante ed è composta dai quattro pilastri più il setto di completamento. L'ammontare totale delle armature longitudinali è pari a 12 $\Phi 22$ + 4 $\Phi 26$ su ogni pilastro più 12 $\Phi 14$ sul ringrosso di ogni singolo pilastro.



Si esegue la verifica allo SLU della sezione della pila.



La verifica risulta soddisfatta, infatti:

$$M_{Ed-T} = 5.295,66 \text{ kNm} < M_{Rd-T} = 8.512,21 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed-L} = 3.088,29 \text{ kNm} < M_{Rd-L} = 4.964,70 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd-Tot}/M_{Ed-Tot} = \frac{\sqrt{8.512,21^2 + 4.964,70^2}}{\sqrt{5.295,66^2 + 3.088,29^2}} = \frac{9.854,24}{6.130,38} = 1,61.$$

10.7 Verifica a taglio

Si esegue la verifica della sezione della pila non armata a taglio. Si assume come larghezza della sezione resistente quella del nuovo setto $b_w = 0,3$ m.

Di seguito si riportano i principali risultati di calcolo

$$\sigma_{cp} = 0,54 \text{ Mpa}$$

$$k = 1,16$$

$$V_{min} = 0,235$$

$$\rho_I = 0,01$$

$$A_{sw(tesa)} = 24.819 \text{ mm}^2$$

$$\Phi 1 = 22 \text{ mm}$$

$$n1 = 37$$

$$\Phi 2 = 26 \text{ mm}$$

$$n2 = 11$$

$$\Phi 3 = 14 \text{ mm}$$

$$n3 = 32$$

$$V_{rd^*} = 1.176,98 \text{ kN}$$

La pila risulta essere verificata per il taglio generato dalla combinazione sismica, infatti:

$$V_{Ed-T} = 1.176,81 \text{ kN} < V_{Rd} = 1.176,98 \text{ kN}$$

$$V_{Rd}/V_{Ed-T} = \frac{1.176,98}{1.176,81} = 1,00.$$

11. RIEPILOGO RISULTATI

Nelle tabelle seguenti si riportano i risultati delle verifiche allo SLU eseguite sulle pile sia nelle situazioni esistenti, sia nelle situazioni modificate.

Verifica	Pila esistente sovrappassi tipo in zona nord	Pila rinforzata sovrappasso 2 travi	Pila rinforzata sovrappasso 3 travi	Pila rinforzata sovrappasso 4 travi	Pila rinforzata sovrappasso 6 travi
Presso- flessione $\frac{M_{Rd}}{M_{Ed}}$	0,30	1,56	1,61	1,68	1,74
Taglio $\frac{V_{Rd}}{V_{Ed}}$	0,77	1,23	1,31	1,39	1,37

Verifica	Pila esistente sovrappassi tipo in zona sud	Pila rinforzata sovrappasso 3 travi	Pila rinforzata sovrappasso 4 travi
Presso-flessione $\frac{M_{Rd}}{M_{Ed}}$	0,34	1,63	1,61
Taglio $\frac{V_{Rd}}{V_{Ed}}$	0,74	1,03	1,00

I risultati ottenuti dall'analisi sismica delle pile in direzione trasversale evidenziano come l'intervento di rinforzo locale dei pilastri consenta di incrementare i coefficienti di sicurezza delle verifiche allo SLU delle sezioni delle pile rispetto alle situazioni esistenti e di ottenere dei rapporti tra resistenze e sollecitazioni di progetto superiori all'unità.