



SOGGETTO ATTUATORE:



**PROVINCIA DI REGGIO EMILIA**  
 come da Protocollo d'Intesa tra la Provincia di Reggio Emilia  
 e la Provincia di Mantova sottoscritto il 09/03/2020

## MANUTENZIONE STRAORDINARIA DEL PONTE SUL FIUME PO TRA GUASTALLA (RE) E DOSOLO (MN)

CUP: C67H20000290001

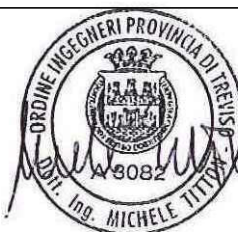
## PROGETTO ESECUTIVO

GRUPPO DI PROGETTAZIONE:

CAPOGRUPPO R.T.P.



**ITS srl**  
 Corte delle Caneve, 11  
 31053 Pieve di Soligo (TV)  
 Tel. 0438 82082 email: info@its-engineering.com



Ing. MICHELE TITTON  
 Ing. ANDREA DE PIN  
 Ing. MATTEO TANCON  
 Ing. MIRKO LORENZON  
 Ing. ELOISA TORRESINI  
 Ing. MASSIMO DE NARDI  
 Geom. FABIO LUCCHETTA

Prof. Ing. PIER GIORGIO MALERBA  
 Ing. PAOLO GALLI

MANDANTE:

**MALERBA INGEGNERIA STRUTTURALE**

Prof. Ing. PIER GIORGIO MALERBA  
 Viale Abruzzi, 17 - 20131 Milano (MI) - Tel. 02 29526561

ELABORATO:

## PROGETTO STRUTTURALE VERIFICA DEL SISTEMA FONDAZIONALE

PROGETTISTA:

Ing. MICHELE TITTON

RESP. UNICO DEL PROCEDIMENTO:

Ing. GIUSEPPE TUMMINO

IL DIRIGENTE:

Ing. VALERIO BUSSEI

CODICE PROGETTO

PROGETTO

2021 022 - PE

STR. FASE

NOME FILE 2021\_022 PE STR RE 03\_A\_Verifica del

REVISIONE

SCALA

CODICE ELAB

STR RE 03

A

-

A	PRIMA EMISSIONE	MDN	ADP	MT	19.11.2021
REV.	DESCRIZIONE	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO	DATA

**PROVINCIA DI REGGIO EMILIA**

**Ponte tra Dosolo e Guastalla**

Interventi di emergenza per la messa in sicurezza del fiume Po – ponte tra Dosolo e Guastalla

**VERIFICHE DEL SISTEMA FONDAZIONALE**

## Indice

1	PREMESSA .....	3
2	STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI .....	3
3	PROGETTO STORICO .....	5
3.1	LATO MANTOVA .....	5
3.2	LATO REGGIO EMILIA .....	8
4	PILA 4 (LATO MANTOVA) .....	11
4.1	GEOMETRIA .....	11
4.2	CARICHI VERTICALI .....	11
4.3	CARICHI ORIZZONTALI .....	13
4.4	VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE .....	14
4.5	VERIFICA AI CARICHI ORIZZONTALI .....	17
5	PILA 8 (LATO MANTOVA) .....	19
5.1	GEOMETRIA .....	19
5.2	CARICHI VERTICALI .....	20
5.3	CARICHI ORIZZONTALI .....	22
5.4	VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE .....	24
5.5	VERIFICA AI CARICHI ORIZZONTALI .....	25
5.6	VERIFICA SECONDO INDAGINI STORICHE (1995) .....	26
6	PILA 9 (LATO MANTOVA) .....	30
6.1	GEOMETRIA .....	30
6.2	CARICHI VERTICALI .....	31
6.3	CARICHI ORIZZONTALI .....	33
6.4	VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE .....	35
6.5	VERIFICA AI CARICHI ORIZZONTALI .....	36
6.6	VERIFICA SECONDO INDAGINI STORICHE (1995) .....	37
7	PILA 27 (LATO REGGIO EMILIA) .....	38
7.1	CARICHI VERTICALI .....	38
7.2	CARICHI ORIZZONTALI .....	40
7.3	VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE .....	42
7.4	VERIFICA AI CARICHI ORIZZONTALI .....	43

## **1 PREMESSA**

Nel presente elaborato si riportano le verifiche geotecniche relative ai pali di fondazione del ponte in oggetto. Nello specifico si considerano le Pile 4, 8 e 9 lato Mantova e la Pila 27 lato Reggio Emilia, in quanto presentano caratteristiche differenti per posizione, numero di pali e per tipologia degli elementi in elevazione. Le verifiche sono condotte considerando sia i carichi verticali, per determinare la portanza dei terreni in sito, che per quelli orizzontali, per studiare la resistenza offerta dai terreni al palo caricato orizzontalmente.

Oltre ai risultati delle indagini eseguite nell'anno 2021 allegati al presente progetto, si fa riferimento ad un sondaggio eseguito presso la Pila 7 (1995) esposto all'interno del documento *"Ponte sul fiume Po fra Guastalla e Dosolo - analisi delle condizioni statiche delle fondazioni e dell'impalcato - indagine diagnostica per l'analisi delle caratteristiche dei materiali e dei terreni di fondazione"* (Dott. Ing. Pier Paolo Rossi, Via S. Giovanni, 14 - Bergamo).

Le verifiche rispetto all'azione sismica sono condotte rispetto al 60% del sisma di progetto, considerando tale aliquota la prestazione minima da garantire, per un'opera come quella in oggetto realizzata negli anni '60.

## **2 STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI**

Per la caratterizzazione dal punto di vista geotecnico dell'area oggetto d'indagine, le attività hanno previsto l'esecuzione di n.4 prove penetrometriche statiche con piezocono a 30,00 m di profondità e n.2 perforazioni di sondaggio a carotaggio continuo a 60,00 m di profondità (ubicazione delle indagini riportata in Figura 2).

Le attività geognostiche e geotecniche previste dal piano di indagine sono di seguito indicate:

- Esecuzione di n. 4 prove penetrometriche statiche con piezocono (CPTU) con profondità di 30,00 m p.c.;
- Esecuzione di n. 2 sondaggi a carotaggio continuo con profondità di 60,00 m p.c.;
- Esecuzione di n. 80 prove geotecniche in foro di tipo SPT (Standard Penetration Test), lungo le verticali di perforazione (nei sondaggi S1, S2);
- Prelievo di n.4 campioni indisturbati da sottoporre ad analisi di laboratorio geotecnico.
- Prelievo di n.9 campioni disturbati da sottoporre ad analisi di laboratorio geotecnico.
- Analisi di laboratorio geotecnico su 13 campioni (9 rimaneggiati e 4 indisturbati) prelevati nel corso delle perforazioni di sondaggio.

Le attività di campo sono state effettuate dal giorno 25 maggio al 5 giugno 2021. Il report completo delle indagini geognostiche e delle analisi di laboratorio è riportato nella "Relazione sulle Indagini Geognostiche" all'interno del presente progetto.

A queste attività deve essere aggiunto anche il sondaggio effettuato nel 1995 e rappresentato anch'esso nella figura successiva.



*Figura 1 Ubicazione delle indagini*



Dall'analisi dei risultati ottenuti dei sondaggi eseguiti nel 1995 e 2021 nei pressi delle Pile 5, 7 e 10 del Ponte in esame (si veda, "Relazione sulle indagini geognostiche" e "Relazione Geotecnica" all'interno del presente progetto), si può concludere che il modello geologico-tecnico sintetico per la zona d'interesse sia:

Strato	Profondità (m)	Litologia	Cu [KPa]	Phi [°]	Peso di Volume [KN/m <sup>3</sup> ]
1	entro i 4/10 m da p.c.	terreni limosi-argillosi	20	26-29	19.5 – 20.0
2	tra i 4/10 m e -45 m circa dal p.c.	terreni sabbiosi	0	31-32	19.0
3	tra -45 e -58 m dal p.c.	strato argilloso	30	26-27	19.3 – 21.0
4	Oltre 58 m da p.c.	Strato sabbioso	0	32-33	19.5

Tabella 1 Modello stratigrafico per la zona d'interesse da sondaggi eseguiti nel 1995 e 2021

### 3 PROGETTO STORICO

#### 3.1 LATO MANTOVA

Al fine di verificare la fondazione nel rispetto delle azioni verticali ed orizzontali, i pali sono stati modellati secondo quanto dichiarato nei disegni storici di progetto che evidenziano due sezioni di grandezza diversa: i fusti tra impalcato e traverso hanno un diametro di 1.20m mentre i pali veri e propri che andranno in fondazione un diametro di 1.5m, ad esclusione dei primi metri in cui sarà previsto un ringrosso di 20cm.

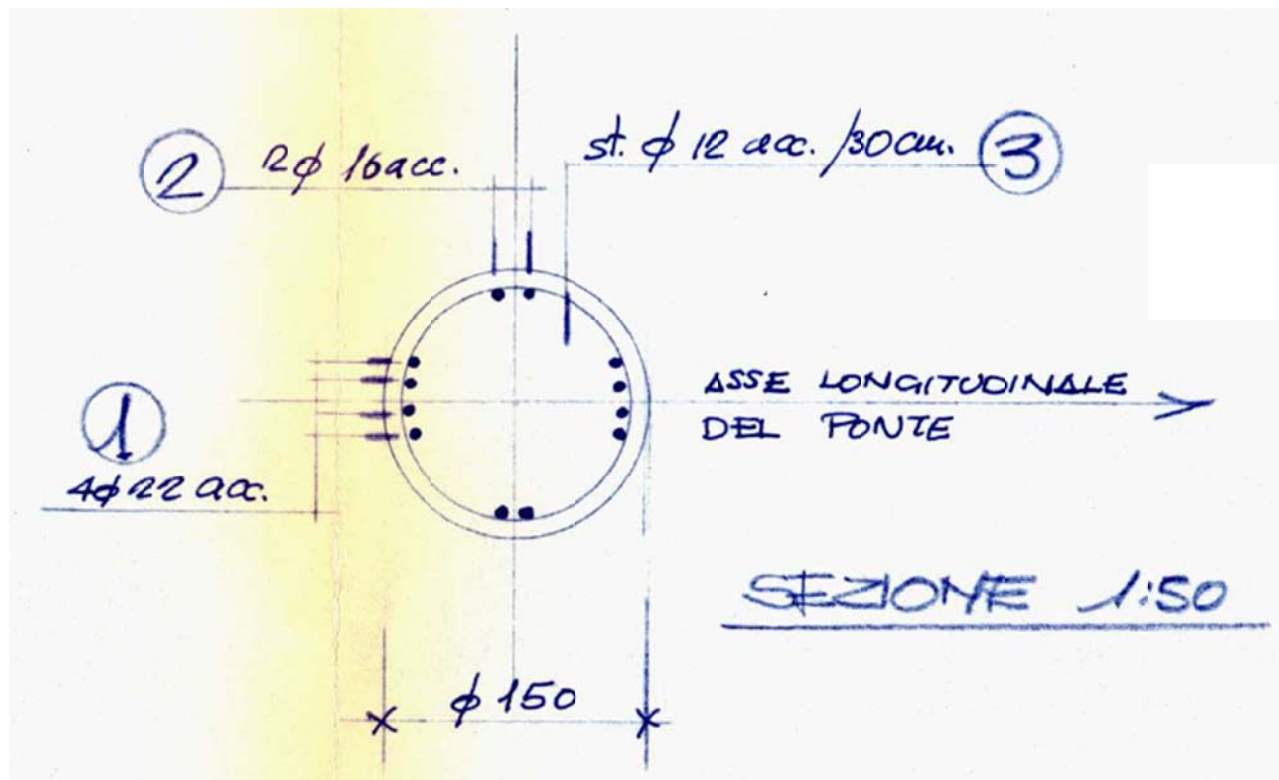


Figura 2 Particolare palo in acqua - lato Mantova

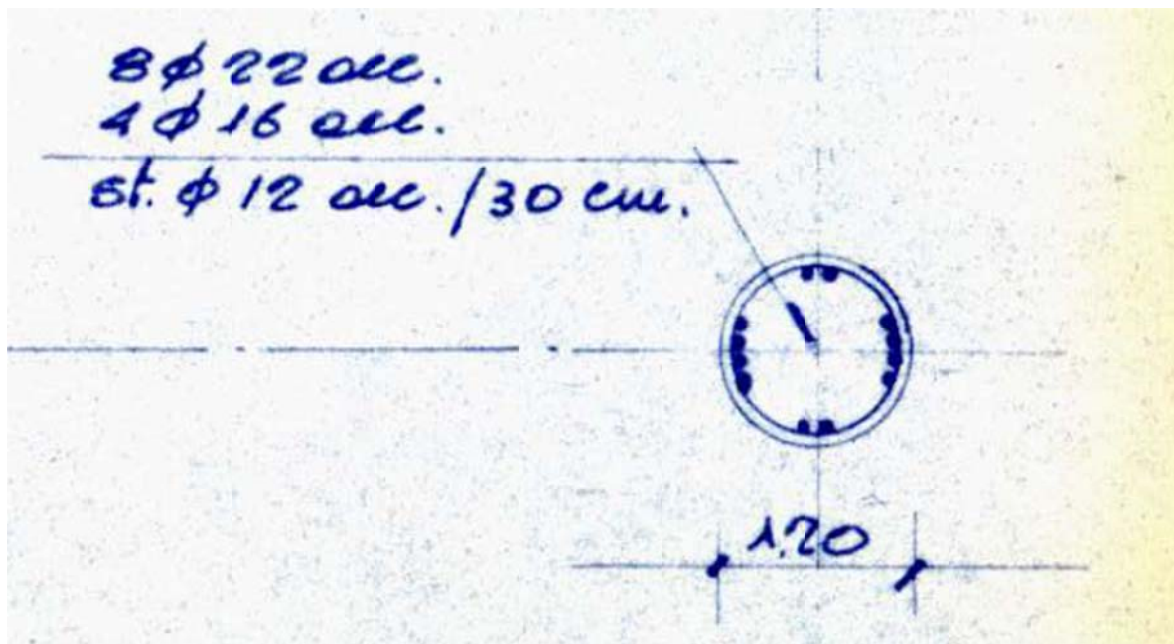


Figura 3 Particolare fusti impalcato-traverso - lato Mantova

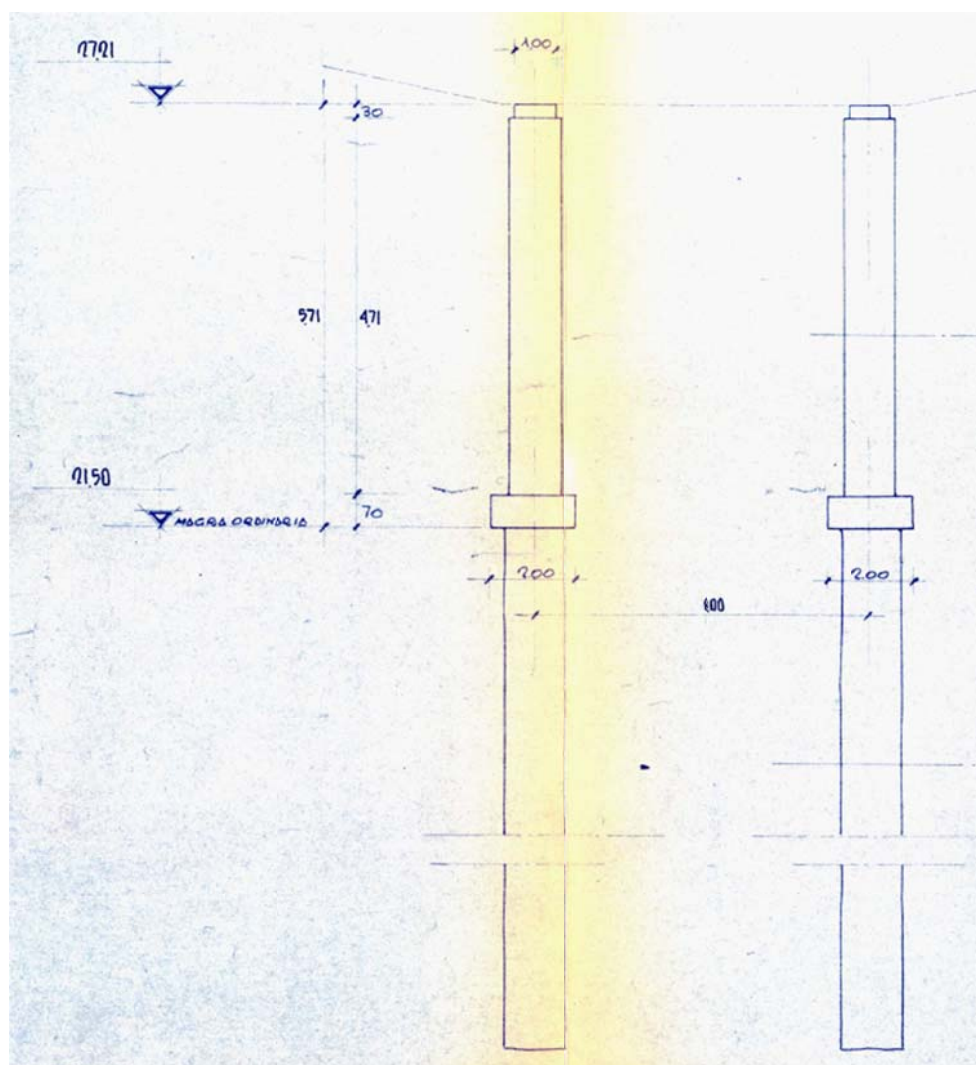
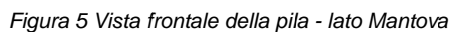


Figura 4 Vista laterale della pila - lato Mantova



- 1 pila a telaio piano da 3 fusti
- 1 pila a telaio piano a 5 fusti inferiori



### 3.2 LATO REGGIO EMILIA

Al fine di verificare la fondazione nel rispetto delle azioni verticali ed orizzontali, i pali sono stati modellati secondo quanto dichiarato nei disegni storici di progetto che evidenziano due sezioni di grandezza diversa: i setti tra impalcato e traverso hanno sezione pari a  $2.2 \times 0.8m$ , mentre i pali veri e propri che andranno in fondazione un diametro di  $1.3m$ .

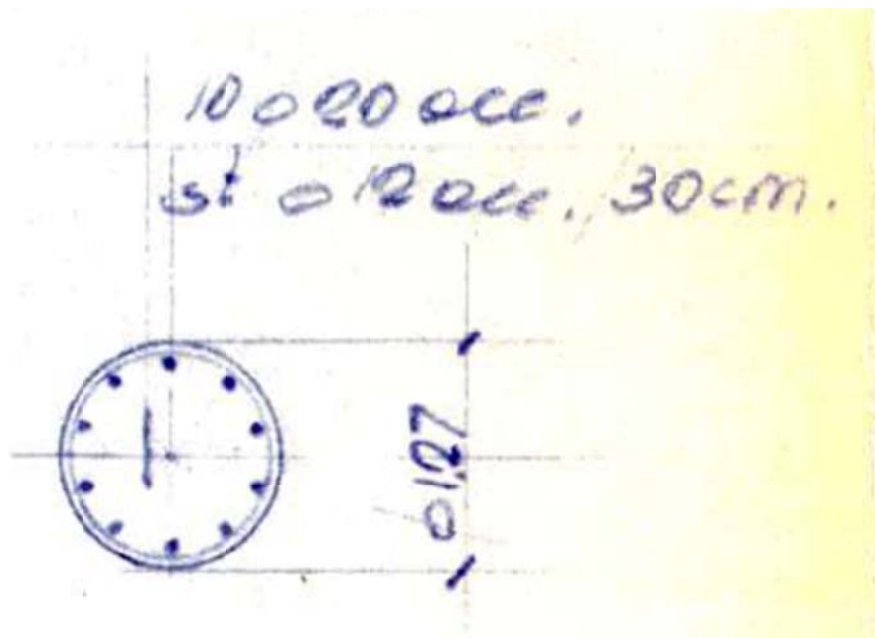


Figura 6 Particolare palo - lato Reggio Emilia

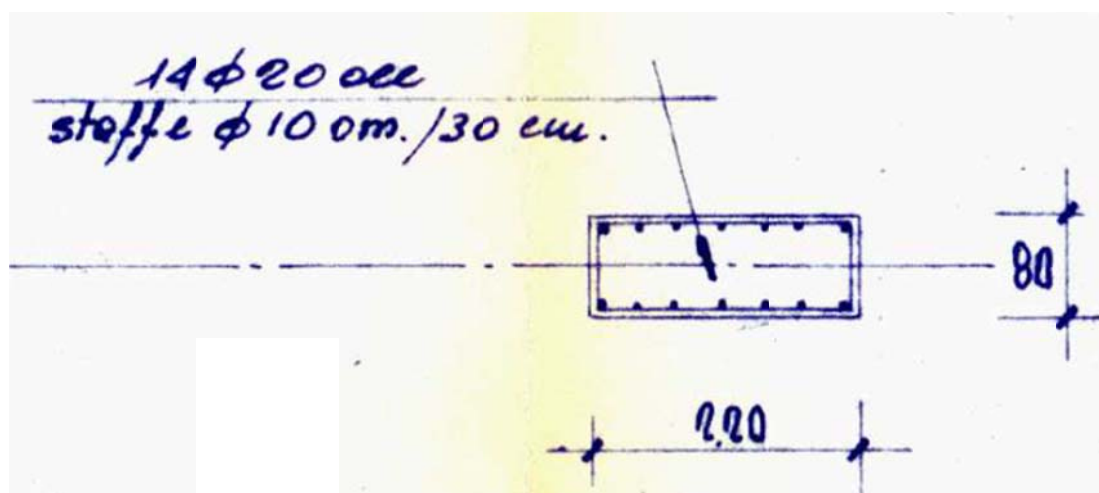


Figura 7 Particolare setto - lato Reggio Emilia

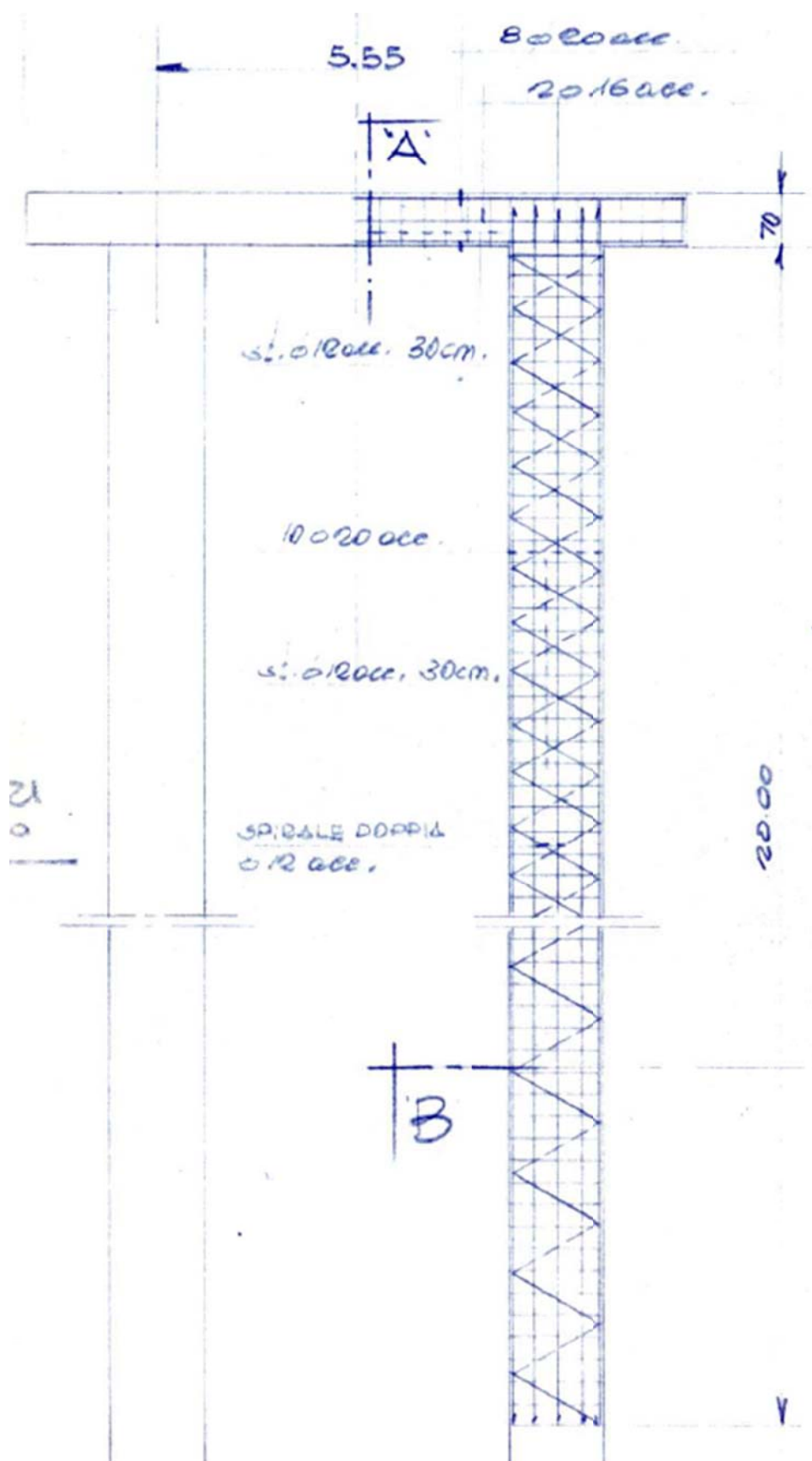
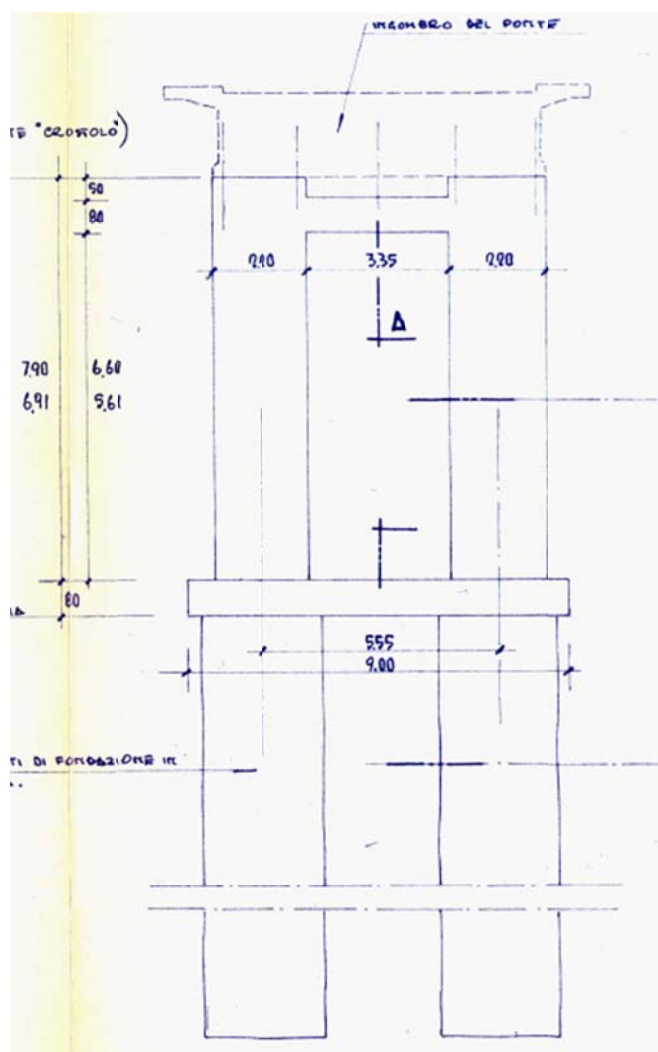


Figura 8 Vista frontale dei pali di fondazione - lato Reggio Emilia

Tale soluzione differisce da quella che era stata prevista originariamente, sia per la tipologia di pali di fondazione da realizzare sia per l'utilizzo di un pulvino identico a quello presente per le sezioni lato Mantova. Di seguito si riporta la vista frontale del progetto originario e una foto dello stato di fatto.



*Figura 9 Vista laterale originaria - lato Reggio Emilia*



*Figura 10 Stato di fatto - lato Reggio Emilia*

## 4 PILA 4 (LATO MANTOVA)

### 4.1 GEOMETRIA

Come tutte le pile lato Mantova, anche questa è una pila a telaio piano da 3 fusti come previsto da progetto storico. Per la geometria degli elementi della pila si rimanda ai capitoli precedenti.

### 4.2 CARICHI VERTICALI

Per la determinazione del carico totale agente alla base del singolo palo si considerano le sollecitazioni provenienti dai seguenti elementi:

- Reazione verticale derivante dall'impalcato

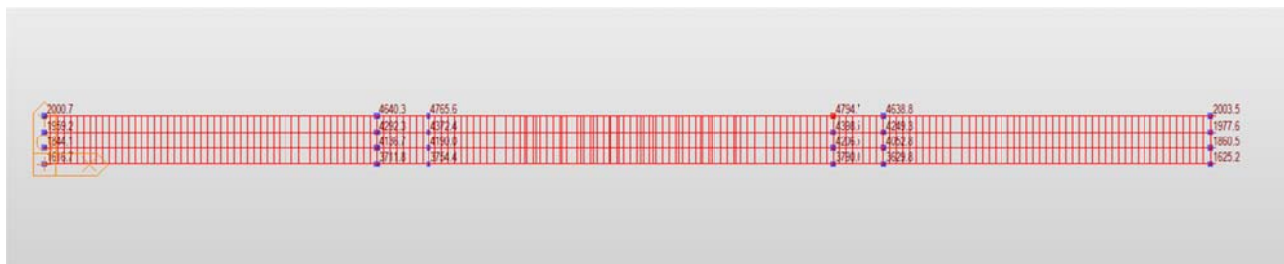


Figura 11 Pianta impalcato - lato Mantova

MIDAS/Civil POST-PROCESSOR
REACTION FORCE
FORCE-Z
MIN. REACTION
NODE= 886
FZ: 1.6167E+003
MAX. REACTION
NODE= 876
FZ: 4.7947E+003

Si riprende la reazione massima pari a  $4800 \text{ kN}$  determinata allo *SLO* per carichi da  $44 \text{ t}$  e incrementata di un fattore 1.2 per considerare *LC2*. Dal momento che per le verifiche geotecniche non è necessario considerare l'aumento del 20% dato dai fattori di confidenza, il carico effettivo agente è di  $4000 \text{ kN}$ . A favore di sicurezza si considera tale carico agente su ciascuno dei quattro appoggi delle travi.

Considerando quindi 3 pali di fondazione, il carico agente sul singolo palo è pari a:

$$P_i = \frac{4000 \cdot 4}{3} = 5333 \text{ kN}$$

Tale valore è già comprensivo dei coefficienti parziali.

- Peso proprio del pulvino

Essendo le dimensioni del pulvino di  $1.5 \times 1.5 \times 10.6$ , ad un peso di volume di  $25 \text{ kN/m}^3$  corrisponde un carico agente SLU su singolo palo pari a:

$$P_p = \left( \frac{1.5 \cdot 1.5 \cdot 10.6 \cdot 25}{3} \right) \cdot 1.3 = 258 \text{ kN}$$

- Peso proprio dei fusti tra impalcato e trasverso

Come riportato nei capitoli precedenti, i fusti presentano un diametro di  $1.20 \text{ m}$  ed hanno altezza pari a  $5.74 \text{ m}$ . Ad un peso di volume di  $25 \text{ kN/m}^3$  corrisponde un carico agente SLU su singolo palo di:

$$P_f = \left( \frac{3 \cdot 5.76 \cdot \pi \cdot \frac{(1.2)^2}{4} \cdot 25}{3} \right) \cdot 1.3 = 212 \text{ kN}$$



- Peso proprio del traverso

Essendo le dimensioni del traverso (esistente + nuovo) di  $2 \times 1.4 \times 9.8$ , ad un peso di volume di  $25 \text{ kN/m}^3$  corrisponde un carico agente SLU su singolo palo pari a:

$$P_t = \left( \frac{2 \cdot 1.4 \cdot 9.8 \cdot 25}{3} \right) \cdot 1.3 = 297 \text{ kN}$$

- Peso proprio del singolo palo

Come riportato nei capitoli precedenti, i pali presentano un diametro di  $1.50\text{m}$  per tutta la loro lunghezza, ad esclusione del tratto in cui è previsto da progetto definitivo un rigrosso di  $20\text{cm}$ .

Per la determinazione della lunghezza totale dei pali si è fatto riferimento alle prove ecometriche realizzate, in particolare in riferimento alla Pila 6 in quanto più prossima alla Pila 4.

Pila	STIMA DELLA LUNGHEZZA PROFONDITÀ MEDIA DEL RIFLESSO DI BASE		
	Velocità 2500 m/s	Velocità 3000 m/s	Velocità 3500 m/s
6 palo A	31,0 m	37,2 m	43,5 m
6 palo B	31,5 m	37,9 m	44,2 m
12	22,9 m	27,5 m	32,1 m
20	21,8 m	26,1 m	30,5 m
27	22,3 m	26,8 m	31,2 m
7	34,0 m	40,8 m	47,5 m
9 palo A	34,4 m	41,3 m	48,2 m
9 palo B	34,6 m	41,6 m	48,5 m

Figura 12 Risultati da prove ecometriche

Riprendendo la stratigrafia riportata si nota che considerando  $44\text{m}$  la punta poggerebbe di poco sullo strato argilloso sottostante. Per questo motivo si considereranno due condizioni differenti per le verifiche di capacità portante:

- Palo di lunghezza  $L = 31\text{m}$  per tenere conto di un minor contributo da parte del terreno
- Palo di lunghezza  $L = 44\text{m}$  per tenere conto della punta in argilla e non in sabbia

Ad un peso di volume di  $25 \text{ kN/m}^3$  corrisponde un carico agente SLU su singolo palo di:

$$P_{palo}(1) = \left( 31 \cdot \pi \cdot \frac{(1.5)^2}{4} \cdot 25 \right) \cdot 1.3 = 1780 \text{ kN}$$

$$P_{palo}(2) = \left( 44 \cdot \pi \cdot \frac{(1.5)^2}{4} \cdot 25 \right) \cdot 1.3 = 2527 \text{ kN}$$

Sommando i vari contributi, ciascuno dei tre pali di fondazione sarà sollecitato da un carico verticale pari a:

$$P_{tot}(1) = P_i + P_p + P_f + P_t + P_{palo} = 7881 \text{ kN}$$

$$P_{tot}(2) = P_i + P_p + P_f + P_t + P_{palo} = 8627 \text{ kN}$$

### 4.3 CARICHI ORIZZONTALI

Per la determinazione del carico totale agente in testa al singolo palo si considerano le sollecitazioni provenienti da:

- Frenamento/accelerazione

A causa del transito dei veicoli l'impalcato è soggetto ad una forza orizzontale causata dal frenamento e dall'accelerazione dei veicoli, pari a:

$$T_{f/a} = 468 \text{ kN}$$

- Sisma

Si riportano i carichi sismici orizzontali in direzione X e Y, determinati dallo studio del modello rappresentativo del ponte e riferiti al 60% dello spettro di progetto.

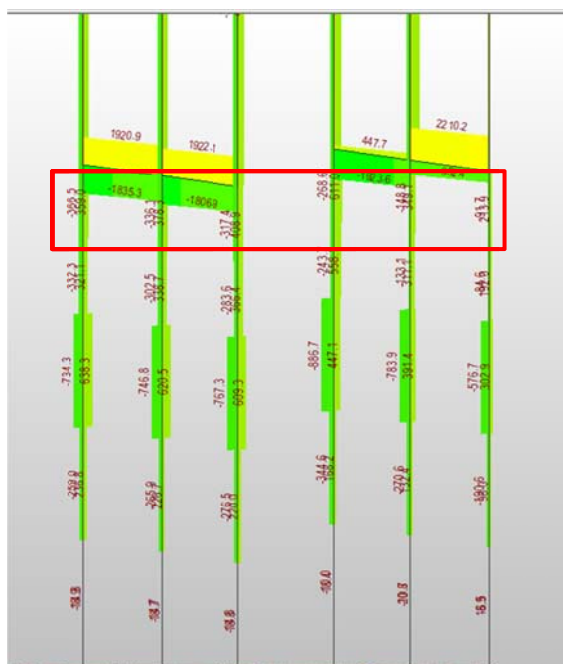


Figura 13 Direzione X

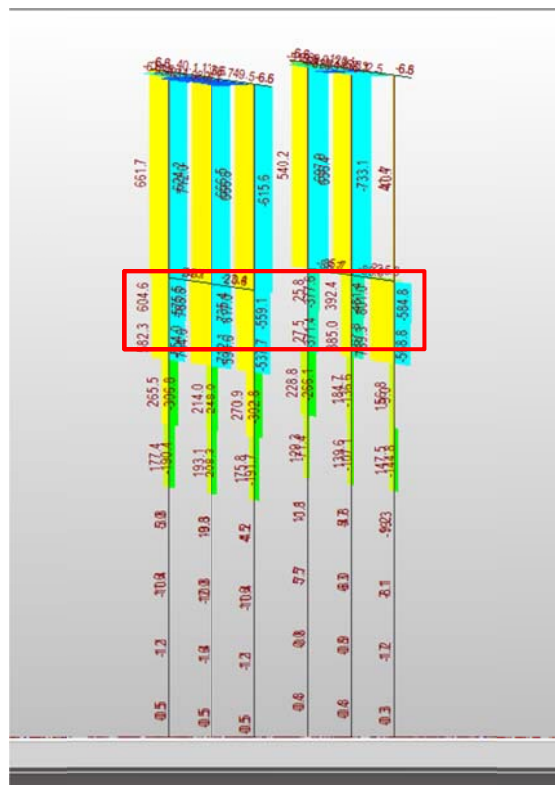


Figura 14 Direzione Y

In direzione X si ha un carico massimo di 611 kN, mentre in direzione Y di 801 kN.

Dal momento che in presenza di sisma le forze accidentali non sono più principali, e quindi il coefficiente moltiplicativo sarebbe pari a 0, non è realistico considerarle entrambe come azioni sollecitanti allo stesso momento.

Siccome tra le due azioni è più sfavorevole quella sismica, si considererà solamente quest'ultimo contributo. Combinando assieme le due componenti, ciascuno dei 3 pali di fondazione sarà sollecitato da un carico orizzontale pari a:

$$T_{tot} = \sqrt{(T_{s,x})^2 + (T_{s,y})^2} = 1007 \text{ kN}$$

#### 4.4 VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE

I pali oggetto di analisi sono pali trivellati a grande diametro, per questo si terrà conto sia della resistenza offerta dalla punta che da quella per attrito laterale.

Al fine di tenere conto dell'effettiva lunghezza del palo per la quale il terreno resiste agli sforzi verticali, tramite la lunghezza totale considerata nei capitoli precedenti e tramite la batimetria aggiornata del fondale è stata determinata la lunghezza di infissione dei pali di fondazione. In particolare per la Pila 4 il palo è completamente immerso nel terreno.

Considerando la quota a cui sono stati svolti i sondaggi S1 e S2, i pali di fondazione risultano immersi per circa 2m in terreno argilloso, per circa 41m in terreno sabbioso ed 1m in terreno argilloso, le cui caratteristiche meccaniche sono:

- Argilla 1

$$\varphi' = 26^\circ$$

$$c' = 0 \text{ kPa}$$

$$\gamma = 19.5 \text{ kN/m}^3$$

- Sabbia

$$\varphi' = 31^\circ$$

$$c' = 0 \text{ kPa}$$

$$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$$

- Argilla 2

$$\varphi' = 26^\circ$$

$$c' = 0 \text{ kPa}$$

$$\gamma = 19.3 \text{ kN/m}^3$$

La capacità portante di punta è stata quindi valutata tramite la formula seguente:

$$q_p = \sigma'_{vL} \cdot N_q$$

Per la determinazione del fattore di capacità portante  $N_q$  si è fatto riferimento alla teoria proposta da Berezantzev, la quale considera che il sovraccarico a livello della punta corrisponda alla pressione provocata dal peso di un cilindro di terreno coassiale al palo ridotto dalla resistenza al taglio agente sulla superficie esterna del cilindro. Per tenere conto del fatto che la pressione verticale in punta è minore di quella litostatica, il fattore  $N_q$  viene determinato tramite la formula:

$$N_q = \alpha \cdot e^{\beta \cdot \varphi'}$$

Dove  $\alpha$  e  $\beta$  vengono determinate con la tabella successiva in funzione del rapporto  $L/d$ .

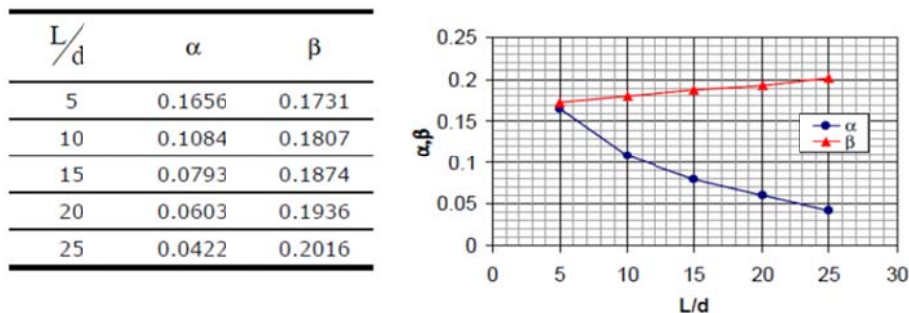


Figura 15 Determinazione dei coefficienti

La teoria di Berezantzev prevede inoltre di ridurre l'angolo d'attrito di  $3^\circ$  a causa del rimaneggiamento del terreno alla punta dovuto all'esecuzione del foro per pali trivellati. In questo caso, essendo il ponte realizzato negli anni '60, si considera non realistica questa riduzione dal momento che il terreno è stato soggetto per tanto tempo a carichi elevati che favorivano la sua compattazione.

La capacità portante laterale viene invece determinata a partire dalla formula:

$$q_l = K \cdot \mu \cdot \sigma'_v$$

Dove:

- $\mu = \tan \delta$



- $K$  = coefficiente funzione della tipologia del palo e dello stato di addensamento del terreno

### **Resistenza laterale – valori di $k$ e $\delta$**

Palo	$k$ - terreno sciolto	$k$ -terreno denso	$\tan\delta$
Battuto in acciaio (profilato)	0.7	1.0	$\tan 20^\circ$
Battuto in cls prefabbricato	1.0	2.0	$\tan(3/4\phi)$
Battuto in cls gettato in opera	1.0	3.0	$\tan\phi$
Trivellato	$1-\sin\phi$	$K_0=1-\sin\phi$	$\tan\phi$
Con elica continua	0.7	0.9	$\tan\phi$

Figura 16 Tabella valori di  $K$

Nonostante siamo in presenza di argille, essendo il palo presente da oltre 50 anni si ritiene non realistica la trattazione in condizioni non drenate. In questo arco di tempo è realistico assumere che le sovrappressioni generate in fase di costruzione si siano dissipate e che il terreno si sia compattato. Inoltre il carico aggiuntivo che effettivamente sollecita il palo è dato dalla differenza tra le nuove reazioni derivanti dall'impalcato e quelle di progetto originario, per cui una trattazione in condizioni non drenate sarebbe troppo severa.

Dalle precedenti considerazioni si riportano i risultati ottenuti per la verifica di capacità portante, tenendo conto delle 7 verticali di indagine effettuate.

- Palo  $L = 31m$

<b>VERIFICA DI CAPACITA' PORTANTE DEL PALO DI FONDAZIONE: COMPRESSIONE</b>		
<b>Calcolo dei parametri per la verifica di capacità portante</b>		
Numero di verticali di indagine indagate	$n$	7,00 -
Fattore di sicurezza in funzione delle indagini	$\xi_4$	1,28 -
Capacità portante alla punta	$Q_{lim,p}$	12133,51 kN
Capacità portante alla punta caratteristica	$Q_{lim,p,ck}$	9479,30 kN
Fattore di sicurezza per resistenza alla base (R3)	$\gamma_{R,b}$	1,35
Capacità portante per attrito laterale	$Q_{lim,l}$	6043,40 kN
Capacità portante per attrito laterale caratteristica	$Q_{lim,l,ck}$	4721,41 kN
Fattore di sicurezza per resistenza laterale (R3)	$\gamma_{R,l}$	1,15
Capacità portante alla punta di progetto	$Q_{lim,p,Rd}$	7021,71 kN
Capacità portante per attrito laterale di progetto	$Q_{lim,l,Rd}$	4105,57 kN
Fattore di sicurezza per resistenza combinata (R3)	$\gamma_{R,p+l}$	1,30
Capacità portante totale di progetto	$Q_{lim,Rd}$	11127,28 kN
Valore dello sforzo di compressione (A1)	$N_{Ed}$	7881 kN
Verifica di capacità portante palo compresso	$FS_c$	0,71 -

- Palo  $L = 44m$

<b>VERIFICA DI CAPACITA' PORTANTE DEL PALO DI FONDAZIONE: COMPRESSIONE</b>			
<b>Calcolo dei parametri per la verifica di capacità portante</b>			
Numero di verticali di indagine indagate	n	7,00	-
Fattore di sicurezza in funzione delle indagini	$\xi_4$	1,28	-
Capacità portante alla punta	$Q_{lim,p}$	5737,71	kN
Capacità portante alla punta caratteristica	$Q_{lim,p,ck}$	4482,59	kN
Fattore di sicurezza per resistenza alla base (R3)	$\gamma_{R,b}$	1,35	
Capacità portante per attrito laterale	$Q_{lim,l}$	12119,08	kN
Capacità portante per attrito laterale caratteristica	$Q_{lim,l,ck}$	9468,03	kN
Fattore di sicurezza per resistenza laterale (R3)	$\gamma_{R,l}$	1,15	
Capacità portante alla punta di progetto	$Q_{lim,p,Rd}$	3320,43	kN
Capacità portante per attrito laterale di progetto	$Q_{lim,l,Rd}$	8233,07	kN
Fattore di sicurezza per resistenza combinata (R3)	$\gamma_{R,p+l}$	1,30	
Capacità portante totale di progetto	$Q_{lim,Rd}$	11553,51	kN
Valore dello sforzo di compressione (A1)	$N_{Ed}$	8628	kN
Verifica di capacità portante palo compresso	$FS_c$	0,75	-

La verifica risulta soddisfatta.

#### 4.5 VERIFICA AI CARICHI ORIZZONTALI

È stato valutato anche il carico limite del palo sotto l'azione di una forza orizzontale applicata alla sua estremità superiore. La teoria utilizzata è quella di Broms (1964) per pali con testa impedita di ruotare, secondo la quale un palo immerso in terreno e soggetto ad una forza orizzontale può rompersi secondo tre meccanismi principali:

- Palo corto: il massimo momento flettente agente sul palo è inferiore al suo momento di plasticizzazione
- Palo lungo: il momento flettente eguaglia o supera il momento di plasticizzazione portando alla formazione di due cerniere plastiche (in testa e ad una profondità  $f$ )
- Palo intermedio: il momento flettente ancora eguaglia o supera il momento di plasticizzazione ma si forma solamente la cerniera plastica in testa

Essendo il palo immerso in terreno incoerente si farà riferimento alle formulazioni relative a questo tipo di terreno.

Dal momento che il palo si comporta come "palo lungo", lo sforzo orizzontale dipenderà esclusivamente dal momento di plasticizzazione della sezione trasversale, pari a  $M_y = 2864 \text{ kNm}$ .

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

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

**Titolo:** \_\_\_\_\_

**Sezione circolare cava**

Raggio esterno: 75 [cm]  
 Raggio interno: 0 [cm]  
 N° barre uguali: \_\_\_\_\_  
 Diametro barre: \_\_\_\_\_ [cm]  
 Copriferro (baric.): \_\_\_\_\_ [cm]

**N° barre** 4 **Zoom**

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	15,21	72	0
2	15,21	-72	0
3	4,02	0	72
4	4,02	0	-72

**Tipologia Sezione**  
☐ Rettang. re ☐ Trapezi  
☐ a T ☒ Circolare  
☐ Rettangoli ☐ Coord.

**Sollecitazioni**  
 S.L.U. ☒ Metodo n ☐

N<sub>Ed</sub>: 3381 kN  
 M<sub>Ed</sub>: \_\_\_\_\_ kNm  
 M<sub>yEd</sub>: \_\_\_\_\_ kNm

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

**Tipologia rottura**  
 Late calcestruzzo - Acciaio snervato

**Materiali**  
 B450C C35/45  
 ε<sub>su</sub>: 67,5 ‰ ε<sub>c2</sub>: 2 ‰  
 f<sub>yd</sub>: 391,3 N/mm² ε<sub>cu</sub>: 3,5 ‰  
 E<sub>s</sub>: 200.000 N/mm² f<sub>cd</sub>: 19,83 N/mm²  
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>: 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>: 0,8  
 ε<sub>syd</sub>: 1,957 ‰ σ<sub>c,adm</sub>: 13,5 N/mm²  
 σ<sub>s,adm</sub>: 255 N/mm² τ<sub>co</sub>: 0,8  
 τ<sub>c1</sub>: 2,257

**M<sub>xRd</sub>** 2,864 kNm

**Tipologia flessione**  
☒ S.L.U. + ☐ S.L.U. -  
☒ Metodo n ☐ Retta ☐ Deviata

Verici: 52 N° rett.: 100  
 Calcola MRd Dominio M-N  
 L<sub>o</sub>: 0 cm Col. modello

☐ Precompresso

Considerando  $d = 1.5m$  e  $K_p = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2}\right)$ , il massimo sforzo orizzontale a cui il palo resiste è pari a:

$$\frac{H}{K_p \gamma d^3} = \sqrt[3]{\left(3.676 \frac{M_y}{K_p \gamma d^4}\right)^2}$$

$$H = 2143 \text{ kN}$$

Avendo a disposizione  $n.7$  sondaggi il fattore di correlazione  $\xi_4$  è stato preso pari a 1.28. Tenendo conto del coefficiente riduttivo  $\gamma_T = 1.3$  è possibile ricavare la resistenza di progetto  $H_{Rd} = 1288 \text{ kN}$ .

Riprendendo il carico orizzontale massimo agente sul palo di  $861 \text{ kN}$ , la verifica risulta soddisfatta.

$$\frac{H_{Rd}}{H_{Ed}} = \frac{1007}{1288} = 0.78$$





## 5.2 CARICHI VERTICALI

Per la determinazione del carico totale agente alla base del singolo palo si considerano le sollecitazioni provenienti dai seguenti elementi:

- Reazione verticale derivante dall'impalcato

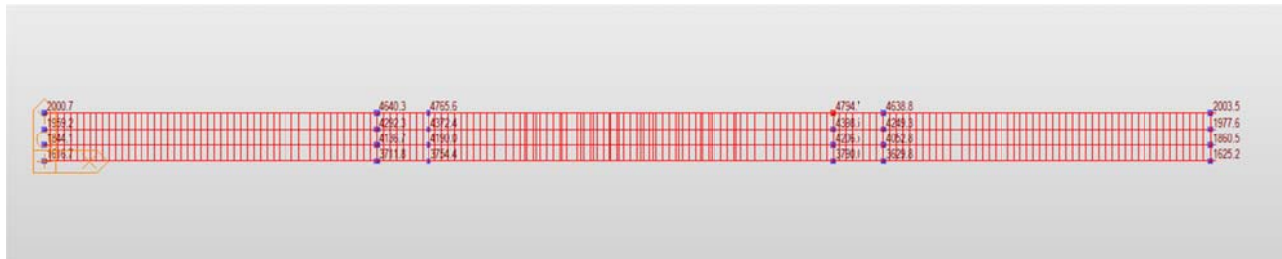


Figura 18 Pianta impalcato - lato Mantova

MIDAS/Civil
POST-PROCESSOR
REACTION FORCE
FORCE-Z
MIN. REACTION
NODE= 886
FZ: 1.6167E+003
MAX. REACTION
NODE= 876
FZ: 4.7947E+003

Si considera un carico verticale pari a 4800 kN, come in precedenza. Dal momento che per le verifiche geotecniche non è necessario considerare l'aumento del 20% dato dai fattori di confidenza, il carico effettivo agente è di 4000 kN. A favore di sicurezza si considera tale carico agente su ciascuno dei quattro appoggi delle travi.

Considerando quindi 3 pali di fondazione, il carico agente sul singolo palo è pari a:

$$P_i = \frac{4000 \cdot 4}{3} = 5333 \text{ kN}$$

Tale valore è già comprensivo dei coefficienti parziali.

- Peso proprio del pulvino

Essendo le dimensioni del pulvino di  $1.5 \times 1.5 \times 10.6$ , ad un peso di volume di  $25 \text{ kN/m}^3$  corrisponde un carico agente SLU su singolo palo pari a:

$$P_p = \left( \frac{1.5 \cdot 1.5 \cdot 10.6 \cdot 25}{3} \right) \cdot 1.3 = 258 \text{ kN}$$

- Peso proprio dei fusti tra impalcato e traverso

Come riportato nei capitoli precedenti, i fusti presentano un diametro di 1.20m ed hanno altezza pari a 5.74m. Ad un peso di volume di  $25 \text{ kN/m}^3$  corrisponde un carico agente SLU su singolo palo di:

$$P_f = \left( \frac{3 \cdot 5.76 \cdot \pi \cdot \frac{(1.2)^2}{4} \cdot 25}{3} \right) \cdot 1.3 = 212 \text{ kN}$$

- Peso proprio del traverso

Essendo le dimensioni del traverso (esistente + nuovo) di  $2 \times 1.4 \times 9.8$ , ad un peso di volume di  $25 \text{ kN/m}^3$  corrisponde un carico agente SLU su singolo palo pari a:

$$P_t = \left( \frac{2 \cdot 1.4 \cdot 9.8 \cdot 25}{3} \right) \cdot 1.3 = 297 \text{ kN}$$

- Peso proprio del singolo palo

Come riportato nei capitoli precedenti, i pali presentano un diametro di 1.50m per tutta la loro lunghezza, ad esclusione del tratto in cui è previsto da progetto definitivo un rigrosso di 20cm.

Per la determinazione della lunghezza totale dei pali si è fatto riferimento alle prove ecometriche realizzate, in particolare in riferimento alle Pile 7 e 9 essendo prossime alla Pila 8.

Pila	STIMA DELLA LUNGHEZZA PROFONDITÀ MEDIA DEL RIFLESSO DI BASE		
	Velocità 2500 m/s	Velocità 3000 m/s	Velocità 3500 m/s
6 palo A	31,0 m	37,2 m	43,5 m
6 palo B	31,5 m	37,9 m	44,2 m
12	22,9 m	27,5 m	32,1 m
20	21,8 m	26,1 m	30,5 m
27	22,3 m	26,8 m	31,2 m
7	34,0 m	40,8 m	47,5 m
9 palo A	34,4 m	41,3 m	48,2 m
9 palo B	34,6 m	41,6 m	48,5 m

Figura 19 Risultati da prove ecometriche

In questa sezione si riporta la verifica considerando la lunghezza minore tra quelle risultanti dalle prove ecometriche. Al capitolo successivo sarà lasciata la verifica secondo la lunghezza determinata da un carotaggio effettuato negli anni 1995. Considerando quindi una lunghezza di 34m, ad un peso di volume di 25 kN/m<sup>3</sup> corrisponde un carico agente SLU su singolo palo di:

$$P_{palo} = \left( 26 \cdot \pi \cdot \frac{(1.5)^2}{4} \cdot 25 + 8 \cdot \pi \cdot \frac{(1.9)^2}{4} \cdot 25 \right) \cdot 1.3 = 2230 \text{ kN}$$

Sommando i vari contributi, ciascuno dei tre pali di fondazione sarà sollecitato da un carico verticale pari a:

$$P_{tot} = P_i + P_p + P_f + P_t + P_{palo} = 8331 \text{ kN}$$

### 5.3 CARICHI ORIZZONTALI

Per la determinazione del carico totale agente in testa al singolo palo si considerano le sollecitazioni provenienti da:

- Frenamento/accelerazione

A causa del transito dei veicoli l'impalcato è soggetto ad una forza orizzontale causata dal frenamento e dall'accelerazione dei veicoli, pari a:

$$T_{f/a} = 468 \text{ kN}$$

- Spinta idrodinamica

Si riportano i risultati ottenuti dalla modellazione presente all'interno della verifica di vulnerabilità sismica. Si rimanda a tale relazione per le considerazioni effettuate per questa analisi

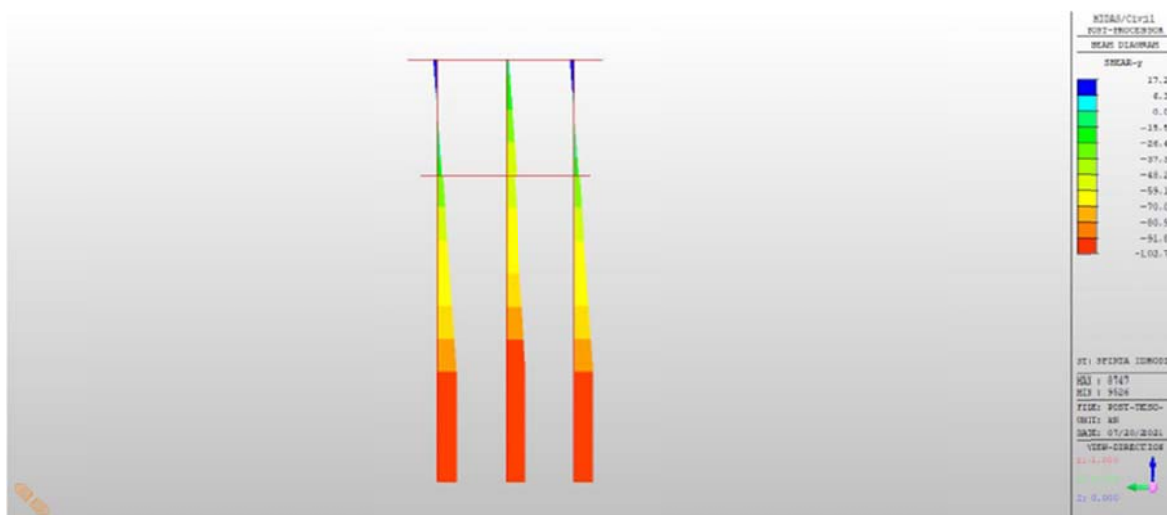


Figura 20 Diagramma di taglio per la forza idrodinamica - Pila 8

Si nota che in testa ai pali della Pila 8 agisce uno sforzo orizzontale:

$$T_a = 50 \text{ kN}$$

- Sisma

Si riportano i carichi orizzontali dati dal sisma in direzione X e Y, determinati dallo studio del modello rappresentativo del ponte e riferiti al 60% dello spettro di progetto.

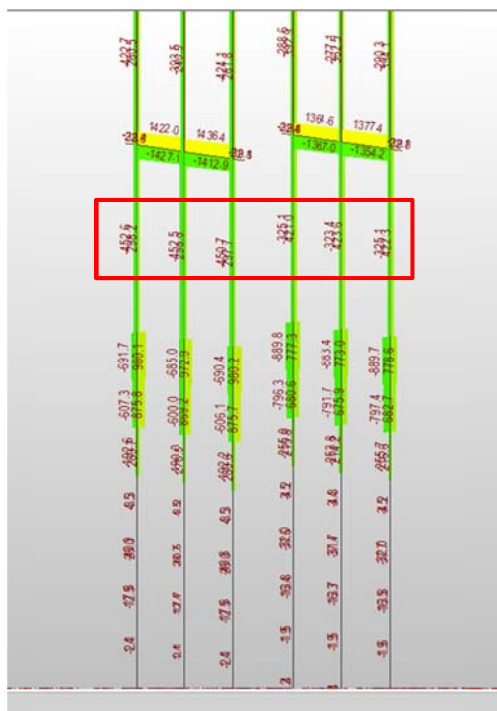


Figura 21 Direzione X

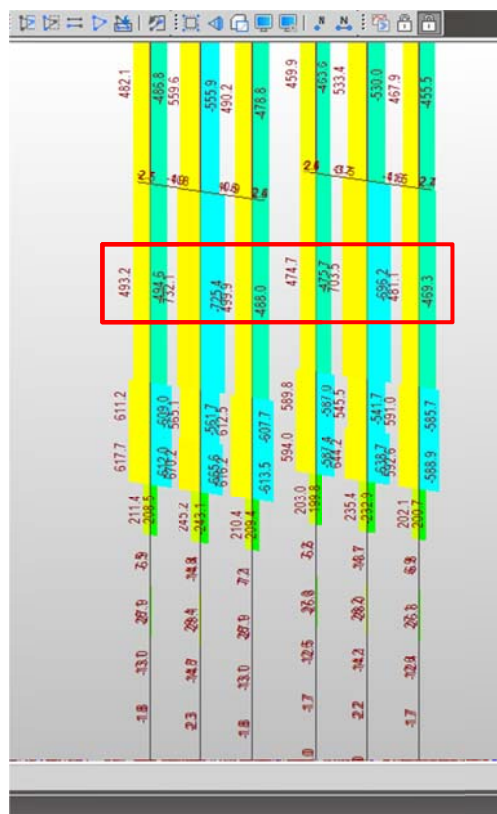


Figura 22 Direzione Y

In direzione X si ha un carico massimo di 453 kN, mentre in direzione Y di 732 kN.



Dal momento che in presenza di sisma le forze accidentali non sono più principali, e quindi il coefficiente moltiplicativo sarebbe pari a 0, non è realistico considerarle entrambe come azioni sollecitanti allo stesso momento.

Siccome tra le due azioni è più sfavorevole quella sismica, si considererà solamente quest'ultimo contributo. Combinando assieme le due componenti, ciascuno dei 3 pali di fondazione sarà sollecitato da un carico orizzontale pari a:

$$T_{tot} = \sqrt{(T_{s,x})^2 + (T_{s,y})^2} = 861 \text{ kN}$$

#### 5.4 VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE

I pali oggetto di analisi sono pali trivellati a grande diametro, per questo si terrà conto sia della resistenza offerta dalla punta che da quella per attrito laterale.

Al fine di tenere conto dell'effettiva lunghezza del palo per la quale il terreno resiste agli sforzi verticali, tramite la lunghezza totale considerata nei capitoli precedenti e tramite la batimetria aggiornata del fondale è stata determinata la lunghezza di infissione dei pali di fondazione. In particolare per la Pila 8, di 34m di lunghezza totale sono 26m quelli immersi nel terreno.

Considerando la quota a cui sono stati svolti i sondaggi S1 e S2, i pali di fondazione risultano completamente immersi in terreno sabbioso, le cui caratteristiche meccaniche sono:

$$\varphi' = 31^\circ$$

$$c' = 0 \text{ kPa}$$

$$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$$

Essendo nelle stesse condizioni viste per la Pila 4, anche in questo caso sarà considerata la resistenza di punta secondo la teoria di Berezantzev e la resistenza laterale come visto precedentemente.

Dalle precedenti considerazioni si riportano i risultati ottenuti per la verifica di capacità portante, tenendo conto delle 7 verticali di indagine effettuate.

VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE DEL PALO DI FONDAZIONE: COMPRESSIONE			
Calcolo dei parametri per la verifica di capacità portante			
Numero di verticali di indagine indagate	n	7,00	-
Fattore di sicurezza in funzione delle indagini	$\xi_A$	1,28	-
Capacità portante alla punta	$Q_{lim,p}$	10556,05	kN
Capacità portante alla punta caratteristica	$Q_{lim,p,ck}$	8246,91	kN
Fattore di sicurezza per resistenza alla base (R3)	$\gamma_{R,b}$	1,35	
Capacità portante per attrito laterale	$Q_{lim,l}$	4221,71	kN
Capacità portante per attrito laterale caratteristica	$Q_{lim,l,ck}$	3298,21	kN
Fattore di sicurezza per resistenza laterale (R3)	$\gamma_{R,l}$	1,15	
Capacità portante alla punta di progetto	$Q_{lim,p,Rd}$	6108,82	kN
Capacità portante per attrito laterale di progetto	$Q_{lim,l,Rd}$	2868,01	kN
Fattore di sicurezza per resistenza combinata (R3)	$\gamma_{R,p+l}$	1,30	
Capacità portante totale di progetto	$Q_{lim,Rd}$	8976,83	kN
Valore dello sforzo di compressione (A1)	$N_{Ed}$	8331	kN
Verifica di capacità portante palo compresso	$FS_c$	0,93	-

La verifica risulta soddisfatta.

RTP: ITS Srl (capogruppo), Prof. Ing. Pier Giorgio Malerba

Nome file: PD STR RE 03 A - Verifiche del sistema fondazionale.docx

## 5.5 VERIFICA AI CARICHI ORIZZONTALI

Per la valutazione del carico limite del palo sotto l'azione di una forza orizzontale applicata alla sua estremità superiore si utilizza sempre la teoria di Broms (1964) per pali con testa impedita di ruotare.

In questo caso si possono fare le stesse considerazioni del capitolo precedente. Dal momento che il palo si comporta come "palo lungo", lo sforzo orizzontale dipenderà esclusivamente dal momento di plasticizzazione della sezione trasversale, pari a  $M_y = 2864 \text{ kNm}$ .

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

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

**Titolo :**

**Sezione circolare cava**

Raggio esterno: 75 [cm]  
 Raggio interno: 0 [cm]  
 N° barre uguali: [ ]  
 Diametro barre: [ ] [cm]  
 Copriferro (baric.): [ ] [cm]

**N° barre** 4 **Zoom**

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	15,21	72	0
2	15,21	-72	0
3	4,02	0	72
4	4,02	0	-72

**Tipo Sezione**  
☐ Rettan.re ☐ Trapezi  
☐ a T ☒ Circolare  
☐ Rettangoli ☐ Coord.

**Sollecitazioni**  
 S.L.U. ☒ Metodo n

N<sub>Ed</sub>: 3381 [kN]  
 M<sub>Ed</sub>: [ ] [kNm]  
 M<sub>yEd</sub>: [ ] [kNm]

**P.to applicazione N**  
☒ Centro ☐ Baricentro cls  
☐ Coord.[cm] xN: [ ] yN: [ ]

**Tipo rottura**  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Materiali**  
 B450C C35/45  
 ε<sub>su</sub>: 67,5 ‰ ε<sub>c2</sub>: 2 ‰  
 f<sub>yd</sub>: 391,3 N/mm² ε<sub>cu</sub>: 3,5 ‰  
 E<sub>s</sub>: 200.000 N/mm² f<sub>cd</sub>: 19,83 N/mm²  
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>: 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>: 0,8  
 ε<sub>syd</sub>: 1,957 ‰ σ<sub>c,adm</sub>: 13,5 N/mm²  
 σ<sub>s,adm</sub>: 255 N/mm² τ<sub>co</sub>: 0,8  
 τ<sub>c1</sub>: 2,257

**M<sub>Rd</sub>** 2.864 [kNm]  
 σ<sub>c</sub>: -19,83 N/mm²  
 σ<sub>s</sub>: 391,3 N/mm²  
 ε<sub>c</sub>: 3,5 ‰  
 ε<sub>s</sub>: 11,31 ‰  
 d: 147 cm  
 x: 34,74 x/d: 0,2363  
 ξ: 0,7354

**Metodo di calcolo**  
☒ S.L.U. + ☐ S.L.U. - ☐ Metodo n

**Tipo flessione**  
☒ Retta ☐ Deviata

Vertici: 52 N° rett.: 100  
 Calcola M<sub>Rd</sub> Dominio M-N  
 L<sub>0</sub>: [ ] cm Col. modello

☐ Precompresso

Poiché la sezione del palo non cambia, e non sono cambiate le ipotesi di partenza, la resistenza di progetto è ancora pari a  $H_{Rd} = 1288 \text{ kN}$ .

Riprendendo il carico orizzontale massimo agente sul palo di  $861 \text{ kN}$ , la verifica risulta soddisfatta.

$$\frac{H_{Rd}}{H_{Ed}} = \frac{861}{1288} = 0.67$$

## 5.6 VERIFICA SECONDO INDAGINI STORICHE (1995)

Nell'anno 1995 è stato eseguito un programma di indagini diagnostiche volto ad accertare le caratteristiche fisiche e meccaniche dei materiali e dei terreni di fondazione.

Tra le varie indagini eseguite ritroviamo un sondaggio meccanico a carotaggio continuo all'interno di un palo di fondazione della Pila 7 in alveo.

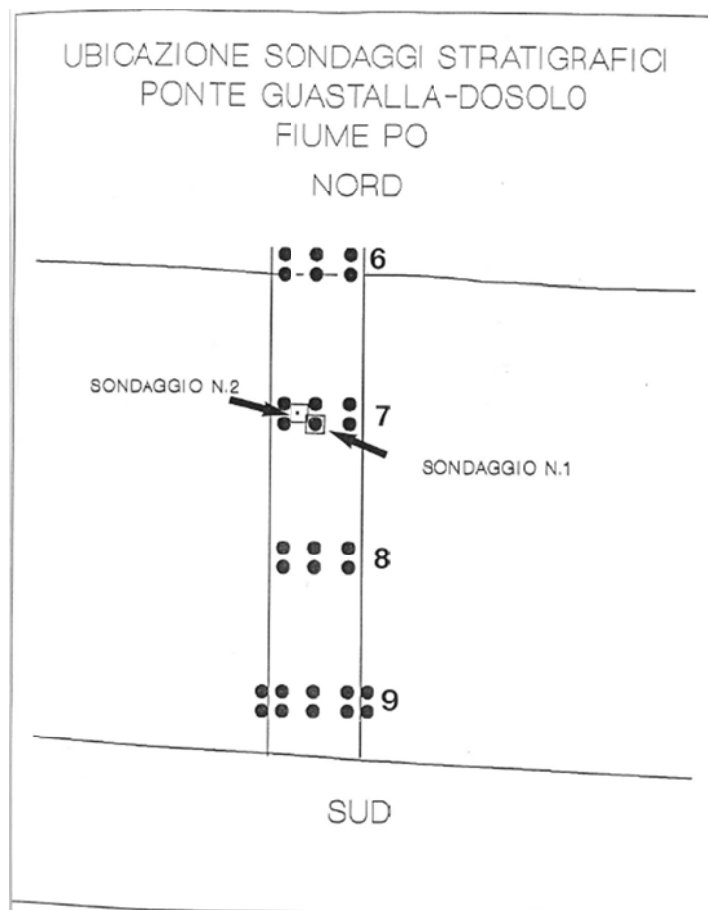


Figura 23 Ubicazione sondaggi (1995)

Dopo aver attraversato l'impalcato, per una profondità di circa 4m, per i successivi 57m è stato intercettato il calcestruzzo. Decurtando da questa lunghezza anche gli spessori dati da pulvino, fusto e traverso, si arriva ad una lunghezza effettiva del palo di fondazione di 48m.

Tale lunghezza è molto differente da quella determinata a partire dalle ecometriche effettuate ( $v = 2500 \text{ m/s}$ ) ed utilizzate come base di verifica nei capitoli precedenti. Per questo motivo si riporta la medesima analisi di capacità portante utilizzando la lunghezza determinata dal sondaggio storico.

Dal momento che la sezione del palo non cambia, e la nuova lunghezza porta ad avere ancora un comportamento del tipo "palo lungo", non è necessario effettuare nuovamente anche la verifica per carichi orizzontali in quanto i risultati dipendono solo da  $M_y$ .

Dall'immagine seguente è possibile vedere il risultato del sondaggio n. 1 e n. 2.

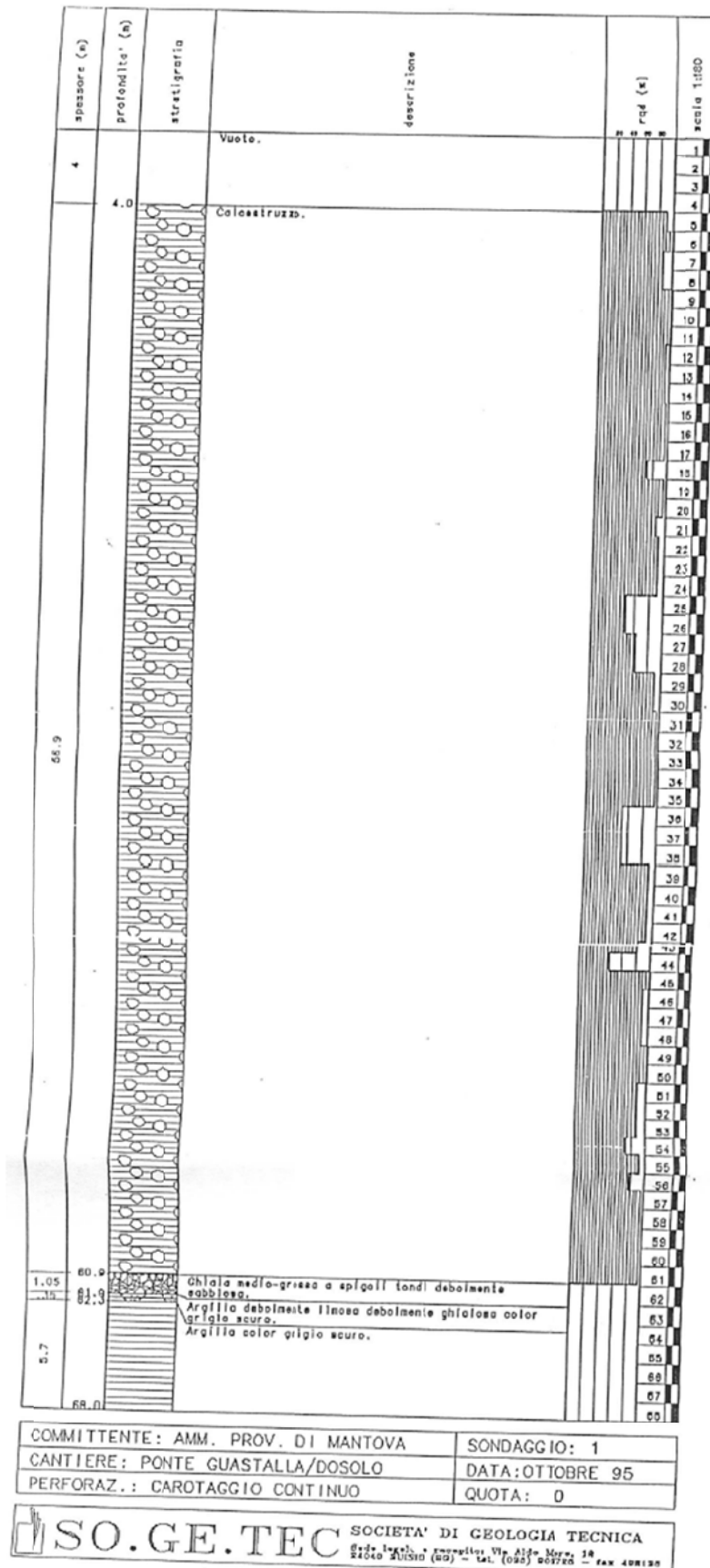


Figura 24 Stratigrafia da sondaggio n. 1

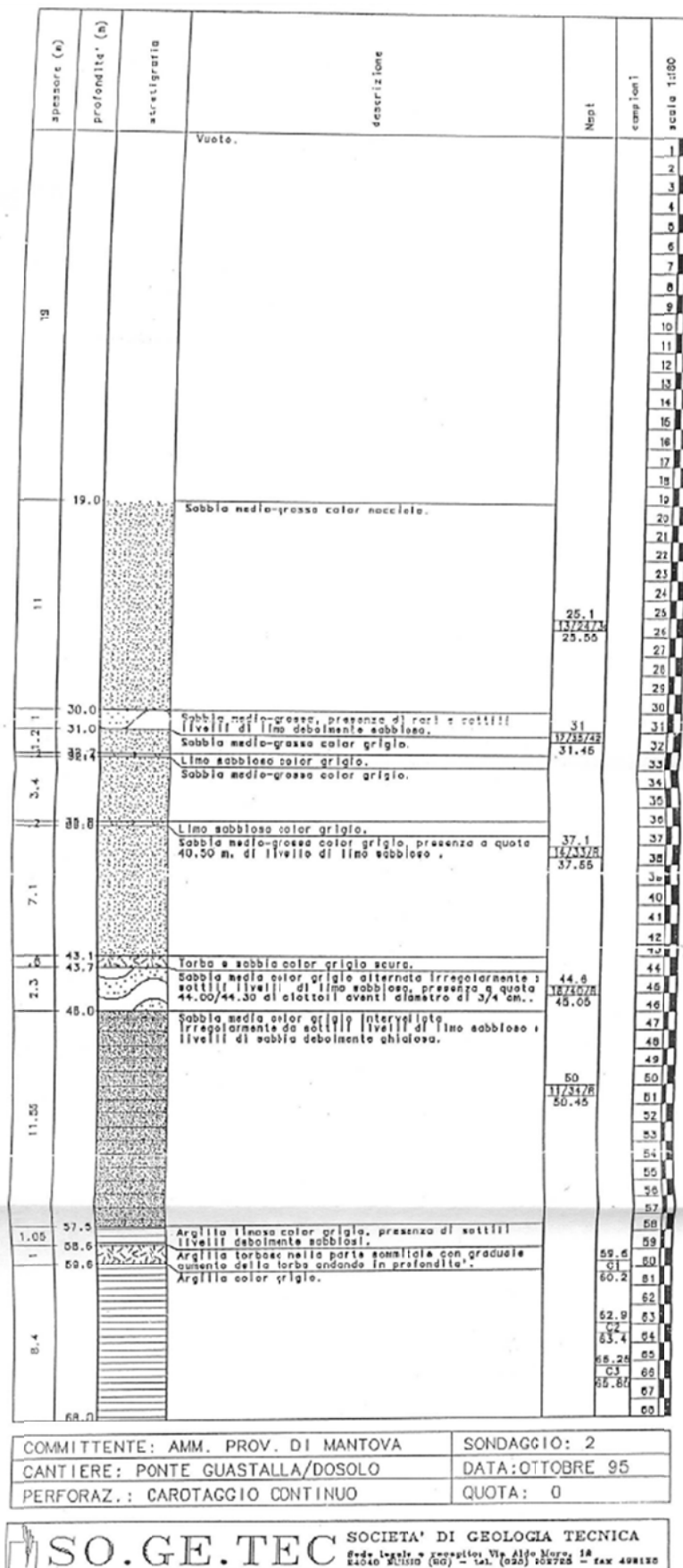


Figura 25 Stratigrafia da sondaggio n.2



In questo caso il palo va ad intercettare lo strato argilloso sottostante, ad una profondità di circa 57m da p.c. (1995). Per questo motivo, considerando la batimetria aggiornata il palo sarà infisso per 37m in terreno sabbioso e per 3m in terreno argilloso. I restanti 8m non sono immersi in alcun terreno.

Si riportano le caratteristiche meccaniche dei terreni indicate al §1.2.

- Sabbia

$$\varphi' = 31^\circ$$

$$c' = 0 \text{ kPa}$$

$$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$$

- Argilla

$$\varphi' = 26^\circ$$

$$c' = 0 \text{ kPa}$$

$$\gamma = 19.3 \text{ kN/m}^3$$

Come per il capitolo precedente, anche in questo caso si fanno le stesse considerazioni fatte per il palo con  $L = 44m$ .

Riprendendo i carichi determinati nei capitoli precedenti, ai quali si aggiunge il peso dovuto ai metri di palo in più considerati, si riporta la verifica effettuata.

VERIFICA DI CAPACITA' PORTANTE DEL PALO DI FONDAZIONE: COMPRESSIONE			
Calcolo dei parametri per la verifica di capacità portante			
Numero di verticali di indagine indagate	n	7,00	-
Fattore di sicurezza in funzione delle indagini	$\xi_A$	1,28	-
Capacità portante alla punta	$Q_{lim,p}$	5209,55	kN
Capacità portante alla punta caratteristica	$Q_{lim,p,ck}$	4069,96	kN
Fattore di sicurezza per resistenza alla base (R3)	$\gamma_{R,b}$	1,35	
Capacità portante per attrito laterale	$Q_{lim,l}$	9917,50	kN
Capacità portante per attrito laterale caratteristica	$Q_{lim,l,ck}$	7748,05	kN
Fattore di sicurezza per resistenza laterale (R3)	$\gamma_{R,l}$	1,15	
Capacità portante alla punta di progetto	$Q_{lim,p,Rd}$	3014,78	kN
Capacità portante per attrito laterale di progetto	$Q_{lim,l,Rd}$	6737,44	kN
Fattore di sicurezza per resistenza combinata (R3)	$\gamma_{R,p+l}$	1,30	
Capacità portante totale di progetto	$Q_{lim,Rd}$	9752,22	kN
Valore dello sforzo di compressione (A1)	$N_{Ed}$	9135	kN
Verifica di capacità portante palo compresso	$FS_c$	0,94	-

La verifica risulta soddisfatta.

## 6 PILA 9 (LATO MANTOVA)

### 6.1 GEOMETRIA

Come riportato nei capitoli precedenti, la pila in esame è una pila a telaio piano a 5 fusti inferiori a causa dell'urto verificatosi in fase di costruzione. Di seguito si riporta la sezione di progetto, mentre per i dettagli si rimanda alla tavola delle carpenterie contenute nel progetto definitivo.

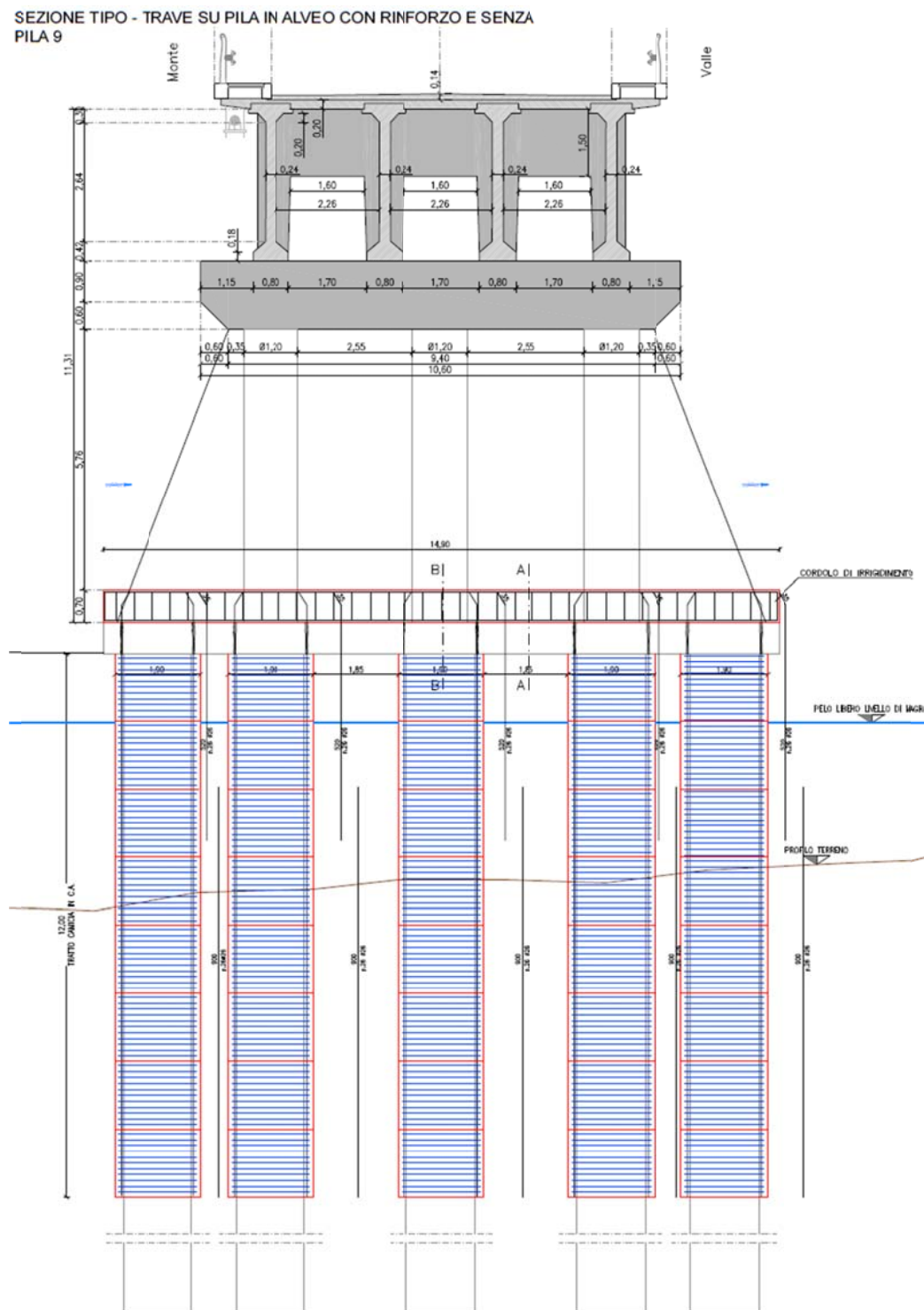


Figura 26 Sezione tipo pila 9 - lato Mantova

## 6.2 CARICHI VERTICALI

Per la determinazione del carico totale agente alla base del singolo palo si considerano le sollecitazioni provenienti dai seguenti elementi:

- Reazione verticale derivante dall'impalcato

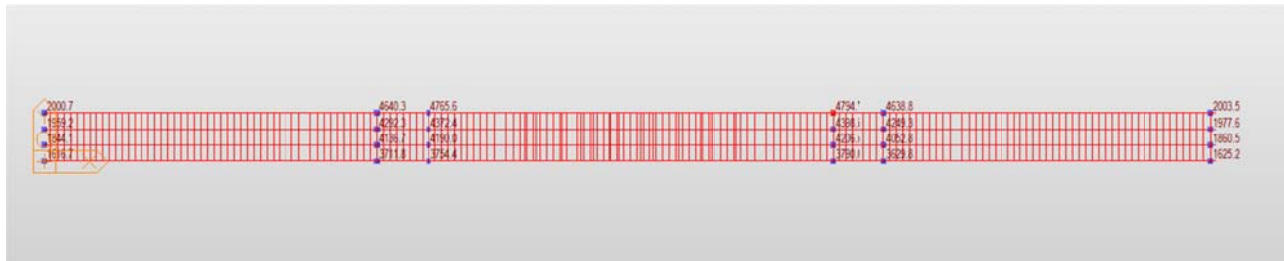


Figura 27 Pianta impalcato - lato Mantova

MIDAS/Civil
POST-PROCESSOR
REACTION FORCE
FORCE-Z
MIN. REACTION
NODE= 886
FZ: 1.6167E+003
MAX. REACTION
NODE= 876
FZ: 4.7947E+003

Si riprende la reazione massima pari a 4800 kN determinata allo SLO per carichi da 44 t e incrementata di un fattore 1.2 per considerare LC2. Dal momento che per le verifiche geotecniche non è necessario considerare l'aumento del 20% dato dai fattori di confidenza, il carico effettivo agente è di 4000 kN. A favore di sicurezza si considera tale carico agente su ciascuno dei quattro appoggi delle travi.

Considerando quindi 5 pali di fondazione, il carico agente sul singolo palo è pari a:

$$P_i = \frac{4000 \cdot 4}{5} = 3200 \text{ kN}$$

Tale valore è già comprensivo dei coefficienti parziali.

- Peso proprio del pulvino

Essendo le dimensioni del pulvino di  $1.5 \times 1.5 \times 10.6$ , ad un peso di volume di  $25 \text{ kN/m}^3$  corrisponde un carico agente SLU su singolo palo pari a:

$$P_p = \left( \frac{1.5 \cdot 1.5 \cdot 10.6 \cdot 25}{5} \right) \cdot 1.3 = 155 \text{ kN}$$

- Peso proprio dei fusti tra impalcato e traverso

Come riportato nei capitoli precedenti, i fusti presentano un diametro di  $1.20 \text{ m}$  ed hanno altezza pari a  $5.74 \text{ m}$ . Ad un peso di volume di  $25 \text{ kN/m}^3$  corrisponde un carico agente SLU su singolo palo di:

$$P_f = \left( \frac{3 \cdot 5.76 \cdot \pi \cdot \frac{(1.2)^2}{4} \cdot 25}{5} \right) \cdot 1.3 = 127 \text{ kN}$$

- Peso proprio del setto di irrigidimento

Essendo il setto composto da due elementi triangolari di dimensioni  $2.75 \times 5.76 \times 0.7$  e da due elementi rettangolari di dimensioni  $2.55 \times 5.76 \times 0.7$ , ad un peso di volume di  $25 \text{ kN/m}^3$  corrisponde un carico agente SLU su singolo palo pari a:

$$P_s = \left[ \frac{2 \cdot \left( \frac{2.75 \cdot 5.76}{2} \cdot 0.7 \cdot 25 + 2.55 \cdot 5.76 \cdot 0.7 \cdot 25 \right)}{5} \right] \cdot 1.3 = 206 \text{ kN}$$

- Peso proprio del traverso

Essendo le dimensioni del traverso (esistente + nuovo) di  $2 \times 1.4 \times 14.9$ , ad un peso di volume di  $25 \text{ kN/m}^3$  corrisponde un carico agente SLU su singolo palo pari a:

$$P_t = \left( \frac{2 \cdot 1.4 \cdot 14.9 \cdot 25}{5} \right) \cdot 1.3 = 271 \text{ kN}$$

- Peso proprio del singolo palo

Come riportato nei capitoli precedenti, i pali presentano un diametro di  $1.50\text{m}$  per tutta la loro lunghezza, ad esclusione dei primi  $4\text{m}$  in cui è previsto da progetto definitivo un rigrosso di  $20\text{cm}$ .

Per la determinazione della lunghezza totale dei pali si è fatto riferimento alle prove ecometriche realizzate sulla Pila 9.

Pila	STIMA DELLA LUNGHEZZA PROFONDITÀ MEDIA DEL RIFLESSO DI BASE		
	Velocità 2500 m/s	Velocità 3000 m/s	Velocità 3500 m/s
6 palo A	31,0 m	37,2 m	43,5 m
6 palo B	31,5 m	37,9 m	44,2 m
12	22,9 m	27,5 m	32,1 m
20	21,8 m	26,1 m	30,5 m
27	22,3 m	26,8 m	31,2 m
7	34,0 m	40,8 m	47,5 m
9 palo A	34,4 m	41,3 m	48,2 m
9 palo B	34,6 m	41,6 m	48,5 m

Figura 28 Risultati da prove ecometriche

In questa sezione si riporta la verifica considerando la lunghezza minore tra quelle risultanti dalle prove ecometriche. Al capitolo successivo sarà lasciata la verifica secondo la lunghezza determinata da un carotaggio effettuato negli anni 1995. Considerando quindi una lunghezza di  $34\text{m}$ , ad un peso di volume di  $25 \text{ kN/m}^3$  corrisponde un carico agente SLU su singolo palo di:

$$P_{palo} = \left( 26 \cdot \pi \cdot \frac{(1.5)^2}{4} \cdot 25 + 8 \cdot \pi \cdot \frac{(1.9)^2}{4} \cdot 25 \right) \cdot 1.3 = 2230 \text{ kN}$$

Sommando i vari contributi, ciascuno dei tre pali di fondazione sarà sollecitato da un carico verticale pari a:

$$P_{tot} = P_i + P_p + P_f + P_s + P_t + P_{palo} = 6189 \text{ kN}$$

### 6.3 CARICHI ORIZZONTALI

Per la determinazione del carico totale agente in testa al singolo palo si considerano le sollecitazioni provenienti da:

- Frenamento/accelerazione

A causa del transito dei veicoli l'impalcato è soggetto ad una forza orizzontale causata dal frenamento e dall'accelerazione dei veicoli, pari a:

$$T_{f/a} = 468 \text{ kN}$$

- Spinta idrodinamica

Si riportano i risultati ottenuti dalla modellazione presente all'interno della verifica di vulnerabilità sismica. Si rimanda a tale relazione per le considerazioni effettuate per questa analisi

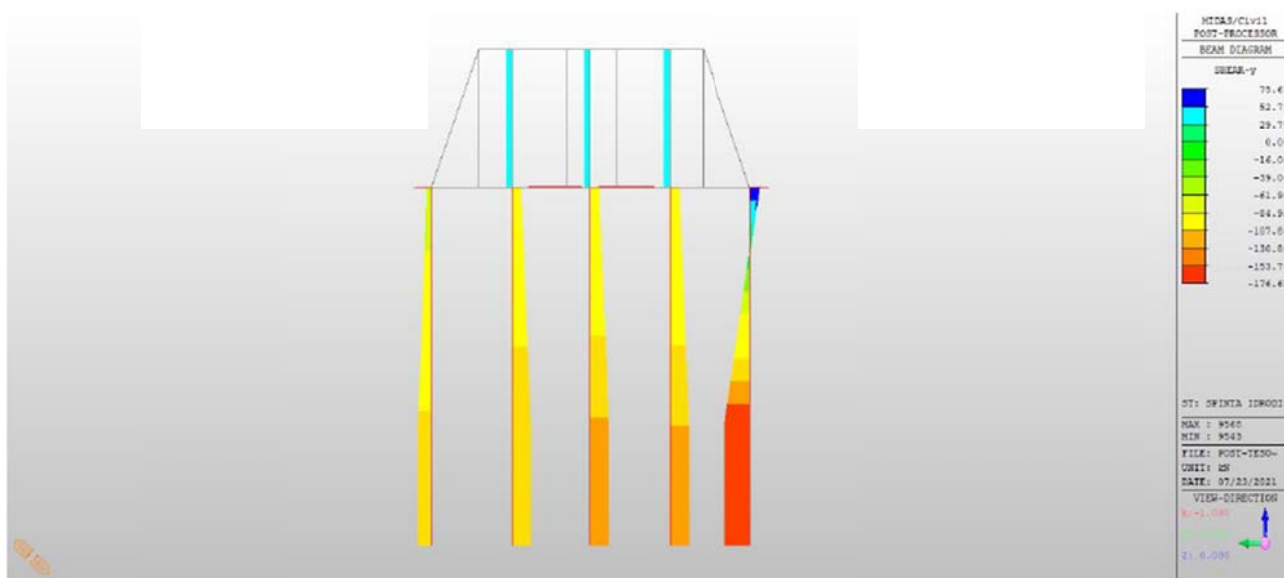


Figura 29 Diagramma di taglio per la forza idrodinamica - Pila 9

Si nota che in testa ai pali della Pila 8 agisce uno sforzo orizzontale:

$$T_a = 85 \text{ kN}$$

- Sisma

Si riportano i carichi orizzontali dati dal sisma in direzione X e Y, determinati dallo studio del modello rappresentativo del ponte e riferiti al 60% dello spettro di progetto.



Figura 30 Direzione X

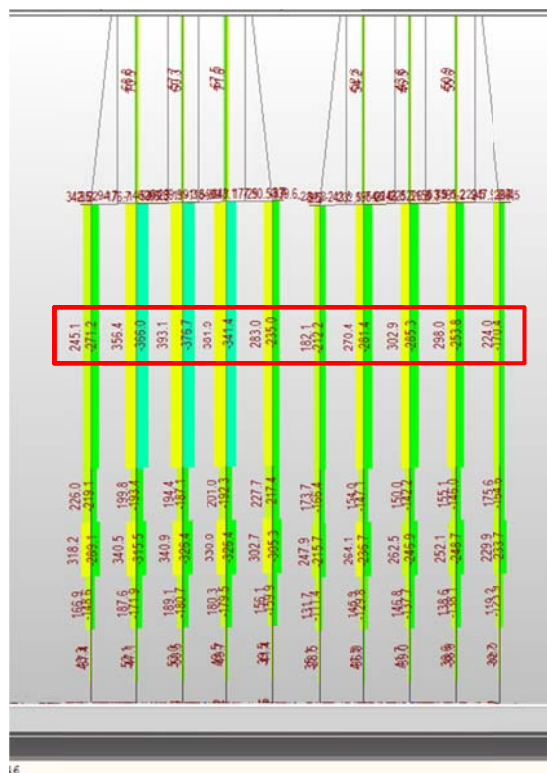


Figura 31 Direzione Y

In direzione X si ha un carico massimo di 515 kN, mentre in direzione Y di 393 kN.



Come per la Pila 8, anche in questo caso si considera solamente la sollecitazione più sfavorevole tra il sisma e i carichi accidentali. Siccome tra le due azioni è più sfavorevole quella sismica, si considererà solamente quest'ultimo contributo.

Combinando le due componenti, ciascuno dei 5 pali di fondazione sarà sollecitato da un carico orizzontale pari a:

$$T_{tot} = \sqrt{(T_{f/a})^2 + (T_a)^2} = 648 \text{ kN}$$

#### 6.4 VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE

Al fine di tenere conto dell'effettiva lunghezza del palo per la quale il terreno resiste agli sforzi verticali, tramite la lunghezza totale considerata nei capitoli precedenti e tramite la batimetria aggiornata del fondale è stata determinata la lunghezza di infissione dei pali di fondazione. In particolare per la Pila 8, di 34m di lunghezza totale sono 24m quelli immersi nel terreno.

Considerando la quota a cui sono stati svolti i sondaggi S1 e S2, i pali di fondazione risultano anche in questo caso completamente immersi in terreno sabbioso, le cui caratteristiche meccaniche sono:

$$\varphi' = 31^\circ$$

$$c' = 0 \text{ kPa}$$

$$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$$

Essendo nelle stesse condizioni viste per la Pila 8, anche in questo caso sarà considerata la resistenza di punta secondo la teoria di Berezantzev e la resistenza laterale come visto precedentemente.

Dalle precedenti considerazioni si riportano i risultati ottenuti per la verifica di capacità portante, tenendo conto delle 7 verticali di indagine effettuate.

VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE DEL PALO DI FONDAZIONE: COMPRESSIONE			
Calcolo dei parametri per la verifica di capacità portante			
Numero di verticali di indagine indagate	n	7,00	-
Fattore di sicurezza in funzione delle indagini	$\xi_4$	1,28	-
Capacità portante alla punta	$Q_{lim,p}$	10289,71	kN
Capacità portante alla punta caratteristica	$Q_{lim,p,ck}$	8038,83	kN
Fattore di sicurezza per resistenza alla base (R3)	$\gamma_{R,b}$	1,35	
Capacità portante per attrito laterale	$Q_{lim,l}$	3597,20	kN
Capacità portante per attrito laterale caratteristica	$Q_{lim,l,ck}$	2810,31	kN
Fattore di sicurezza per resistenza laterale (R3)	$\gamma_{R,l}$	1,15	
Capacità portante alla punta di progetto	$Q_{lim,p,Rd}$	5954,69	kN
Capacità portante per attrito laterale di progetto	$Q_{lim,l,Rd}$	2443,75	kN
Fattore di sicurezza per resistenza combinata (R3)	$\gamma_{R,p+l}$	1,30	
Capacità portante totale di progetto	$Q_{lim,Rd}$	8398,44	kN
Valore dello sforzo di compressione (A1)	$N_{Ed}$	6189	kN
Verifica di capacità portante palo compresso	$FS_c$	0,74	-

La verifica risulta soddisfatta.

## 6.5 VERIFICA AI CARICHI ORIZZONTALI

Per la valutazione del carico limite del palo sotto l'azione di una forza orizzontale applicata alla sua estremità superiore si utilizza sempre la teoria di Broms (1964) per pali con testa impedita di ruotare.

In questo caso si possono fare le stesse considerazioni del capitolo precedente. Dal momento che il palo si comporta come "palo lungo", lo sforzo orizzontale dipenderà esclusivamente dal momento di plasticizzazione della sezione trasversale, pari a  $M_y = 2864 \text{ kNm}$ .

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

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

**Titolo :**

**Sezione circolare cava**

Raggio esterno: 75 [cm]  
 Raggio interno: 0 [cm]  
 N° barre uguali: [ ]  
 Diametro barre: [ ] [cm]  
 Copriferro (baric.): [ ] [cm]

**N° barre** 4 **Zoom**

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	15,21	72	0
2	15,21	-72	0
3	4,02	0	72
4	4,02	0	-72

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

**Sollecitazioni**  
 S.L.U. ☒ Metodo n

N<sub>Ed</sub>: 3381 [kN]  
 M<sub>Ed</sub>: [ ] [kNm]  
 M<sub>yEd</sub>: [ ] [kNm]

**P.to applicazione N**  
☒ Centro ☐ Baricentro cls  
☐ Coord.[cm] xN: [ ] yN: [ ]

**Tipo rottura**  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Materiali**  
 B450C C35/45  
 ε<sub>su</sub>: 67,5 ‰ ε<sub>c2</sub>: 2 ‰  
 f<sub>yd</sub>: 391,3 N/mm² ε<sub>cu</sub>: 3,5 ‰  
 E<sub>s</sub>: 200.000 N/mm² f<sub>cd</sub>: 19,83 N/mm²  
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>: 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>: 0,8  
 ε<sub>syd</sub>: 1,957 ‰ σ<sub>c,adm</sub>: 13,5 N/mm²  
 σ<sub>s,adm</sub>: 255 N/mm² τ<sub>co</sub>: 0,8  
 τ<sub>c1</sub>: 2,257

**M<sub>Rd</sub>** 2.864 [kNm]  
 σ<sub>c</sub>: -19,83 N/mm²  
 σ<sub>s</sub>: 391,3 N/mm²  
 ε<sub>c</sub>: 3,5 ‰  
 ε<sub>s</sub>: 11,31 ‰  
 d: 147 cm  
 x: 34,74 x/d: 0,2363  
 ξ: 0,7354

**Metodo di calcolo**  
☒ S.L.U. + ☐ S.L.U. -  
☐ Metodo n

**Tipo flessione**  
☒ Retta ☐ Deviata

Vertici: 52 N° rett.: 100  
 Calcola M<sub>Rd</sub> Dominio M-N  
 L<sub>0</sub>: [ ] cm Col. modello

☐ Precompresso

Poiché la sezione del palo non cambia, e non sono cambiate le ipotesi di partenza, la resistenza di progetto è ancora pari a  $H_{Rd} = 1288 \text{ kN}$ .

Riprendendo il carico orizzontale massimo agente sul palo di  $648 \text{ kN}$ , la verifica risulta soddisfatta.

$$\frac{H_{Rd}}{H_{Ed}} = \frac{648}{1288} = 0.5$$

## 6.6 VERIFICA SECONDO INDAGINI STORICHE (1995)

Come per il capitolo precedente, anche per la Pila 9 si riportano le verifiche di capacità portante considerando la lunghezza del palo riscontrata dal carotaggio del 1955 di 48m. Si fanno le stesse considerazioni fatte per la Pila 8.

Riprendendo i carichi determinati nei capitoli precedenti, ai quali si aggiunge il peso dovuto ai metri di palo in più considerati, si riporta la verifica effettuata.

VERIFICA DI CAPACITA' PORTANTE DEL PALO DI FONDAZIONE: COMPRESSIONE			
Calcolo dei parametri per la verifica di capacità portante			
Numero di verticali di indagine indagate	n	7,00	-
Fattore di sicurezza in funzione delle indagini	$\xi_{54}$	1,28	-
Capacità portante alla punta	$Q_{lim,p}$	4945,46	kN
Capacità portante alla punta caratteristica	$Q_{lim,p,ck}$	3863,64	kN
Fattore di sicurezza per resistenza alla base (R3)	$\gamma_{R,b}$	1,35	
Capacità portante per attrito laterale	$Q_{lim,l}$	8969,77	kN
Capacità portante per attrito laterale caratteristica	$Q_{lim,l,ck}$	7007,63	kN
Fattore di sicurezza per resistenza laterale (R3)	$\gamma_{R,l}$	1,15	
Capacità portante alla punta di progetto	$Q_{lim,p,Rd}$	2861,96	kN
Capacità portante per attrito laterale di progetto	$Q_{lim,l,Rd}$	6093,59	kN
Fattore di sicurezza per resistenza combinata (R3)	$\gamma_{R,p+l}$	1,30	
Capacità portante totale di progetto	$Q_{lim,Rd}$	8955,55	kN
Valore dello sforzo di compressione (A1)	$N_{Ed}$	6993	kN
Verifica di capacità portante palo compresso	$FS_c$	0,78	-

La verifica risulta soddisfatta.

## 7 PILA 27 (LATO REGGIO EMILIA)

### 7.1 CARICHI VERTICALI

Per la determinazione del carico totale agente alla base del singolo palo si considerano le sollecitazioni provenienti dai seguenti elementi:

- Reazione verticale derivante dall'impalcato

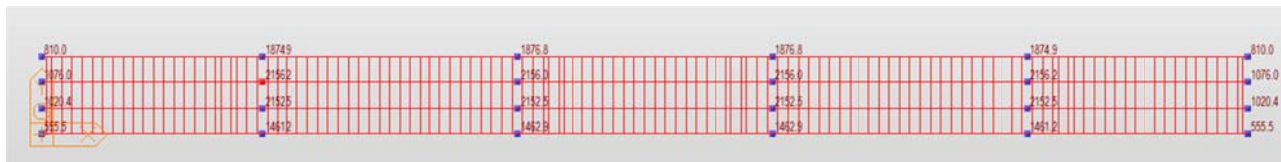


Figura 32 Pianta impalcato - lato Mantova

Si considera un carico verticale pari a 2156 kN. A favore di sicurezza si considera tale carico agente su ciascuno dei quattro appoggi delle travi.

Considerando quindi 2 pali di fondazione, il carico agente sul singolo palo è pari a:

$$P_i = \frac{2156 \cdot 4}{2} = 4312 \text{ kN}$$

Tale valore è già comprensivo dei coefficienti parziali.

- Peso proprio del pulvino

Essendo le dimensioni del pulvino di  $1.5 \times 1.5 \times 10.6$ , ad un peso di volume di  $25 \text{ kN/m}^3$  corrisponde un carico agente SLU su singolo palo pari a:

$$P_p = \left( \frac{1.5 \cdot 1.5 \cdot 10.6 \cdot 25}{2} \right) \cdot 1.3 = 388 \text{ kN}$$

- Peso proprio dei fusti tra impalcato e traverso

Come riportato nelle immagini precedenti, i fusti presentano dimensioni  $2.2 \times 0.8 \times 5.5$ . Ad un peso di volume di  $25 \text{ kN/m}^3$  corrisponde un carico agente SLU su singolo palo di:

$$P_f = \left( \frac{2 \cdot 2.2 \cdot 0.8 \cdot 5.5 \cdot 25}{2} \right) \cdot 1.3 = 315 \text{ kN}$$

- Peso proprio del traverso

Essendo le dimensioni del traverso di  $1 \times 0.8 \times 9$ , ad un peso di volume di  $25 \text{ kN/m}^3$  corrisponde un carico agente SLU su singolo palo pari a:

$$P_t = \left( \frac{1 \cdot 0.8 \cdot 9 \cdot 25}{2} \right) \cdot 1.3 = 117 \text{ kN}$$

- Peso proprio del singolo palo

Per la determinazione della lunghezza totale dei pali si è fatto riferimento alle prove ecometriche realizzate sulle Pila 27.

Pila	STIMA DELLA LUNGHEZZA PROFONDITÀ MEDIA DEL RIFLESSO DI BASE		
	Velocità 2500 m/s	Velocità 3000 m/s	Velocità 3500 m/s
6 palo A	31,0 m	37,2 m	43,5 m
6 palo B	31,5 m	37,9 m	44,2 m
12	22,9 m	27,5 m	32,1 m
20	21,8 m	26,1 m	30,5 m
27	22,3 m	26,8 m	31,2 m
7	34,0 m	40,8 m	47,5 m
9 palo A	34,4 m	41,3 m	48,2 m
9 palo B	34,6 m	41,6 m	48,5 m

Figura 33 Risultati da prove ecometriche

Dal punto di vista dei carichi agenti, la condizione più sfavorevole sarebbe rappresentata dalla lunghezza maggiore delle tre. In relazione alla futura verifica di capacità portante però, considerare la lunghezza maggiore implica un maggior contributo resistente da parte del terreno. Tra le due ha un impatto maggiore la seconda.

Dal momento che con tutte le lunghezze trovate la composizione stratigrafica rimane invariata, a favore di sicurezza si considera una lunghezza totale pari a 22m in modo da aver minor contributo da parte del terreno di fondazione. Ad un peso di volume di 25 kN/m<sup>3</sup> corrisponde un carico agente SLU su singolo palo di:

$$P_{palo} = \left( 22 \cdot \pi \cdot \frac{(1.5)^2}{4} \cdot 25 \right) \cdot 1.3 = 1264 \text{ kN}$$

Sommando i vari contributi, ciascuno dei tre pali di fondazione sarà sollecitato da un carico verticale pari a:

$$P_{tot} = P_i + P_p + P_f + P_t + P_{palo} = 6395 \text{ kN}$$

## 7.2 CARICHI ORIZZONTALI

Per la determinazione del carico totale agente in testa al singolo palo si considerano le sollecitazioni provenienti da:

- Frenamento/accelerazione

A causa del transito dei veicoli l'impalcato è soggetto ad una forza orizzontale causata dal frenamento e dall'accelerazione dei veicoli, pari a:

$$T_{f/a} = 440 \text{ kN}$$

- Sisma

Si riportano i carichi orizzontali dati dal sisma in direzione X e Y determinati dallo studio del modello rappresentativo del ponte e riferiti al 60% dello spettro di progetto.

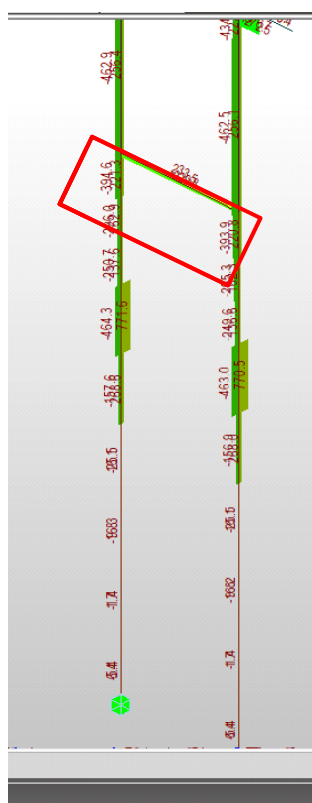


Figura 34 Direzione X



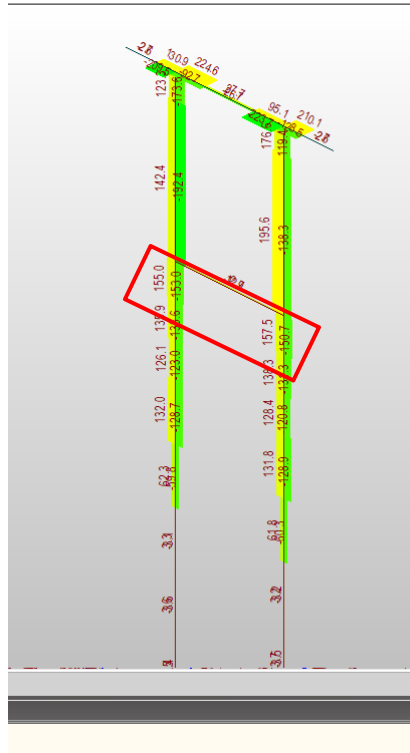


Figura 35 Direzione Y

Nella direzione X ho un carico massimo di 395 kN, mentre in direzione Y di 158 kN.

Come per le pile precedenti, anche in questo caso si considera solamente la sollecitazione più sfavorevole tra il sisma e i carichi accidentali. Siccome tra le due azioni è più sfavorevole quella accidentale, si considererà solamente quest'ultimo contributo.

Combinando le due componenti, ciascuno dei 2 pali di fondazione sarà sollecitato da un carico orizzontale pari a:

$$T_{tot} = T_{f/a} = 440 \text{ kN}$$

### 7.3 VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE

Al fine di tenere conto dell'effettiva lunghezza del palo per la quale il terreno resiste agli sforzi verticali, tramite la lunghezza totale considerata nei capitoli precedenti e tramite il rilievo aggiornato è stata determinata la lunghezza di infissione dei pali di fondazione. In particolare per la Pila 12 il palo è completamente immerso nel terreno.

Considerando la quota a cui sono stati svolti i sondaggi S1 e S2, i pali di fondazione risultano immersi per circa 4.8m in terreno argilloso, e per 17.2m in terreno sabbioso. Le caratteristiche meccaniche sono:

- Argilla

$$\varphi' = 26^\circ$$

$$c' = 0 \text{ kPa}$$

$$\gamma = 19.5 \text{ kN/m}^3$$

- Sabbia

$$\varphi' = 31^\circ$$

$$c' = 0 \text{ kPa}$$

$$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$$

Anche in questo caso sarà considerata la resistenza di punta secondo la teoria di Berezantzev e la resistenza laterale come visto precedentemente.

Dalle precedenti considerazioni si riportano i risultati ottenuti per la verifica di capacità portante, tenendo conto delle 7 verticali di indagine effettuate.

VERIFICA DI CAPACITA' PORTANTE DEL PALO DI FONDAZIONE: COMPRESSIONE			
Calcolo dei parametri per la verifica di capacità portante			
Numero di verticali di indagine indagate	n	7,00	-
Fattore di sicurezza in funzione delle indagini	$\xi_A$	1,28	-
Capacità portante alla punta	$Q_{lim,p}$	9399,59	kN
Capacità portante alla punta caratteristica	$Q_{lim,p,ck}$	7343,43	kN
Fattore di sicurezza per resistenza alla base (R3)	$\gamma_{R,b}$	1,35	
Capacità portante per attrito laterale	$Q_{lim,l}$	3078,54	kN
Capacità portante per attrito laterale caratteristica	$Q_{lim,l,ck}$	2405,11	kN
Fattore di sicurezza per resistenza laterale (R3)	$\gamma_{R,l}$	1,15	
Capacità portante alla punta di progetto	$Q_{lim,p,Rd}$	5439,58	kN
Capacità portante per attrito laterale di progetto	$Q_{lim,l,Rd}$	2091,40	kN
Fattore di sicurezza per resistenza combinata (R3)	$\gamma_{R,p+l}$	1,30	
Capacità portante totale di progetto	$Q_{lim,Rd}$	7530,98	kN
Valore dello sforzo di compressione (A1)	$N_{Ed}$	6395	kN
Verifica di capacità portante palo compresso	$FS_c$	0,85	-

La verifica risulta soddisfatta.

## 7.4 VERIFICA AI CARICHI ORIZZONTALI

Per la valutazione del carico limite del palo sotto l'azione di una forza orizzontale applicata alla sua estremità superiore si utilizza sempre la teoria di Broms (1964) per pali con testa impedita di ruotare.

In questo caso si possono fare le stesse considerazioni del capitolo precedente. Dal momento che il palo si comporta come "palo lungo", lo sforzo orizzontale dipenderà esclusivamente dal momento di plasticizzazione della sezione trasversale. In questo caso il valore resistente sarà diverso in quanto cambia la sezione del palo. Risulta infatti essere  $M_y = 1782 \text{ kNm}$

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

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

Titolo :

Sezione circolare cava

Raggio esterno 65 [cm]

Raggio interno 0 [cm]

N° barre uguali 10

Diametro barre 2 [cm]

Copri ferro (baric.) 3 [cm]

N° barre 0 Zoom

Tipo Sezione

☐ Rettan.re ☐ Trapezi

☐ a T ☒ Circolare

☐ Rettangoli ☐ Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 2513 0 kN

M<sub>xEd</sub> 0 0 kNm

M<sub>yEd</sub> 0 0 kNm

P.te applicazione N

☒ Centro ☐ Baricentro cls

☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tiporottura

Lato acciaio - Acciaio snervato

Metodo di calcolo

☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-

☐ Metodo n

Tipo flessione

☒ Retta ☐ Deviata

Vertici: 52 N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali

B450C C35/45

ε<sub>su</sub> 10 ‰ ε<sub>c2</sub> 2 ‰

f<sub>yd</sub> 326,1 N/mm<sup>2</sup> ε<sub>cu</sub> 3,5 ‰

E<sub>s</sub> 200.000 N/mm<sup>2</sup> f<sub>cd</sub> 16,53

E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0,8

ε<sub>syd</sub> 1,631 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 13,5

σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm<sup>2</sup> τ<sub>co</sub> 0,8

τ<sub>c1</sub> 2,257

M<sub>Rd</sub> 1.782 kNm

σ<sub>c</sub> -16,53 N/mm<sup>2</sup>

σ<sub>t</sub> 326,1 N/mm<sup>2</sup>

ε<sub>c</sub> 3,234 ‰

ε<sub>t</sub> 10 ‰

d 127 cm

x 31,03 x/d 0,2444

δ 0,7454

Utilizzando le stesse considerazioni delle pile precedenti, la resistenza di progetto della nuova sezione è pari a  $H_{Rd} = 896 \text{ kN}$ .

Riprendendo il carico orizzontale massimo agente sul palo di  $440 \text{ kN}$ , la verifica risulta soddisfatta con tasso di sfruttamento di:

$$\frac{H_{Ed}}{H_{Rd}} = \frac{440}{896} = 0.49$$