



PROVINCIA DI CHIETI

PROGETTO DEFINITIVO

ADEGUAMENTO DELLE S.S. 81-84  
TRATTO GUARDIAGRELE-EST  
INNESTO S.S. 652 "VAL DI SANGRO"

LOTTO I

RESPONSABILE PROGETTAZIONE:

Dott. Ing. Fabrizio Besozzi  
Iscritto Albo Ingegneri Provincia di Roma n° 15126

I PROGETTISTI:

Dott. Ing. Fabrizio Besozzi  
Iscritto Albo Ingegneri Provincia di Roma n° 15126

Prof. Dott. Ing. Marco Petrangeli  
Iscritto Albo Ingegneri Provincia di Roma n° 18744

Dott. Ing. Giovanni Zalocco  
Iscritto Albo Ingegneri Provincia di Roma n° 5745

COORDINAMENTO ATTIVITA' IN LOCO:

Dott. Arch. Mariano Strizzi  
Iscritto Albo Architetti Provincia di Chieti n° 97

PROGETTAZIONE:

mandataria

A.T.I.



Divisione Progettazione e Studi

mandanti



EM./RE.	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	CONTR.	APPROV.
0	SETTEMBRE'03	EMISSIONE	R.MELI	C.ANDREOCCI	M.PETRANGELI

OPERE D'ARTE MAGGIORI

Viadotti

Viadotto S. Bartolomeo 2 - Sottostrutture e fondazioni  
Relazione tecnica e di predimensionamento

SCALA : -

CODICE IDENTIFICATIVO :

FASE/LOTTO

D 1

DOC.

C L

OPERA/DISCIPLINA

V I O 4

PROGR.

0 0 1

REV.

A



**INDICE**

<b>1. PREMESSA .....</b>	<b>5</b>
<b>2. NORMATIVE.....</b>	<b>6</b>
<b>3. MATERIALI IMPIEGATI.....</b>	<b>7</b>
3.1. CARATTERISTICHE .....	7
3.2. TENSIONI DI CALCOLO .....	7
<b>4. LE PILE E LE FONDAZIONI SOTTO L'IMPALCATO METALLICO .....</b>	<b>8</b>
4.1. VERIFICA DELLE PILE MOBILI.....	9
4.2. VERIFICA DELLE PILE FISSE .....	10
4.2.1. Pila 3 (sezione corrente).....	12
4.2.2. Pila 3 (sezione ringrossata) .....	12
4.3. VERIFICA DEI PALI DI FONDAZIONE CON IL "CAPACITY DESIGN" .....	13
4.4. ALTRE VERIFICHE .....	14
<b>5. LE PILE E LE FONDAZIONI SOTTO L'IMPALCATO IN C.A.P.....</b>	<b>15</b>
5.1. PILA FISSA 16 .....	18
5.1.1. Analisi sismica semplificata .....	18
5.1.2. Verifiche alla base della pila.....	20
5.1.3. Verifiche dei pali .....	23
5.2. PILA MOBILE 12 .....	28
5.2.1. Analisi sismica semplificata trasversale .....	28
5.2.2. Verifiche alla base della pila.....	30
5.2.3. Verifiche dei pali .....	33
<b>6. LE SPALLE.....</b>	<b>38</b>
6.1. SPALLA A.....	39
6.1.1. Analisi dei carichi.....	41
6.1.2. Determinazione delle sollecitazioni e verifiche .....	43
6.2. SPALLA B .....	47
6.2.1. Analisi dei carichi.....	48
6.2.2. Determinazione delle sollecitazioni e verifiche .....	50
<b>7. VERIFICHE GEOTECNICHE.....</b>	<b>54</b>
7.1. INQUADRAMENTO E SCHEMA GEOTECNICO .....	54
7.2. RISULTATI DELLE VERIFICHE GEOTECNICHE .....	55
7.3. OPERE PROVVISORIALI .....	55



## 1. Premessa

Nella presente relazione vengono riportati i calcoli e le verifiche relativi alle sottostrutture del viadotto San Bartolomeo II, della Transcollinare Piceno-Aprutina.

Il viadotto in esame è composto da una parte con impalcato in acciaio-calcestruzzo, dalla spalla A alla pila 9, ed una con impalcato in c.a.p., dalla pila 9 alla spalla B.

Essendo la parte in acciaio-clc analoga a quella dei viadotti Laio e San Bartolomeo I, qui si svolgeranno per essa, come già fatto per lo studio dell'impalcato (relazione D1-CL-VI00-002.doc) dei calcoli alternativi e semplificati rispetto a quanto fatto per i due viadotti menzionati, per cui erano stati approntati dei modelli tridimensionali completi agli elementi finiti.

Per la parte in c.a.p. invece si esporrà più in dettaglio il procedimento di calcolo ed il comportamento della struttura, però essendo in una fase di predimensionamento le verifiche verranno effettuate solamente su una pila fissa e su una mobile, le quali comunque risultano essere le più sollecitate per le due tipologie.

In merito alle spalle bisogna dire che esse verranno calcolate, almeno per quello che riguarda gli effetti globali, in modo adeguatamente approfondito, in quanto esse risentono in modo particolare delle azioni sismiche, essendo delle strutture molto rigide.

Per quanto riguarda la determinazione delle azioni al piano degli appoggi si rimanda alle relazioni dell'impalcato (D1-CL-VI00-002.doc per la parte in acciaio-clc e D1-CL-VI00-003.doc per quella in c.a.p.) in cui sono esplicitate le analisi dei carichi e sono determinate le sollecitazioni conseguenti; solo per quanto riguarda la parte di impalcato in c.a.p. bisognerà svolgere un'integrazione delle analisi dei carichi e della determinazioni delle azioni al piano appoggi in merito ad alcune azioni longitudinali all'impalcato, che non potevano essere determinate nella relazione generale dell'impalcato in quanto legate alla lunghezza complessiva delle campate solidarizzate con la soletta continua.

## 2. Normative

I calcoli sono stati eseguiti nel rispetto della seguente normativa italiana vigente:

- Legge 5-1-1971 n° 1086: "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, ed a struttura metallica"
- DM 4 Maggio 1990: "Aggiornamento delle norme tecniche per la progettazione, esecuzione e il collaudo dei ponti stradali"
- D.M. del 9-1-1996 riguardante: "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione e il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche"
- D.M. del 16-1-1996 riguardante: "Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi"
- Circolare del 4-7-1996 contenente le Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi" di cui al D.M del 16-1-1996
- Circolare del 15-10-1996 contenente le Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione e il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche" di cui al D.M. del 9-1-1996
- Ordinanza n. 3274 del 8-5-2003 riguardante: "Norme tecniche per il progetto sismico dei ponti"

Nella redazione dei progetti e nelle verifiche strutturali si è inoltre fatto riferimento alla normativa Europea:

- UNI ENV 1998-2: Eurocodice 8 – Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture – Ponti

### 3. Materiali impiegati

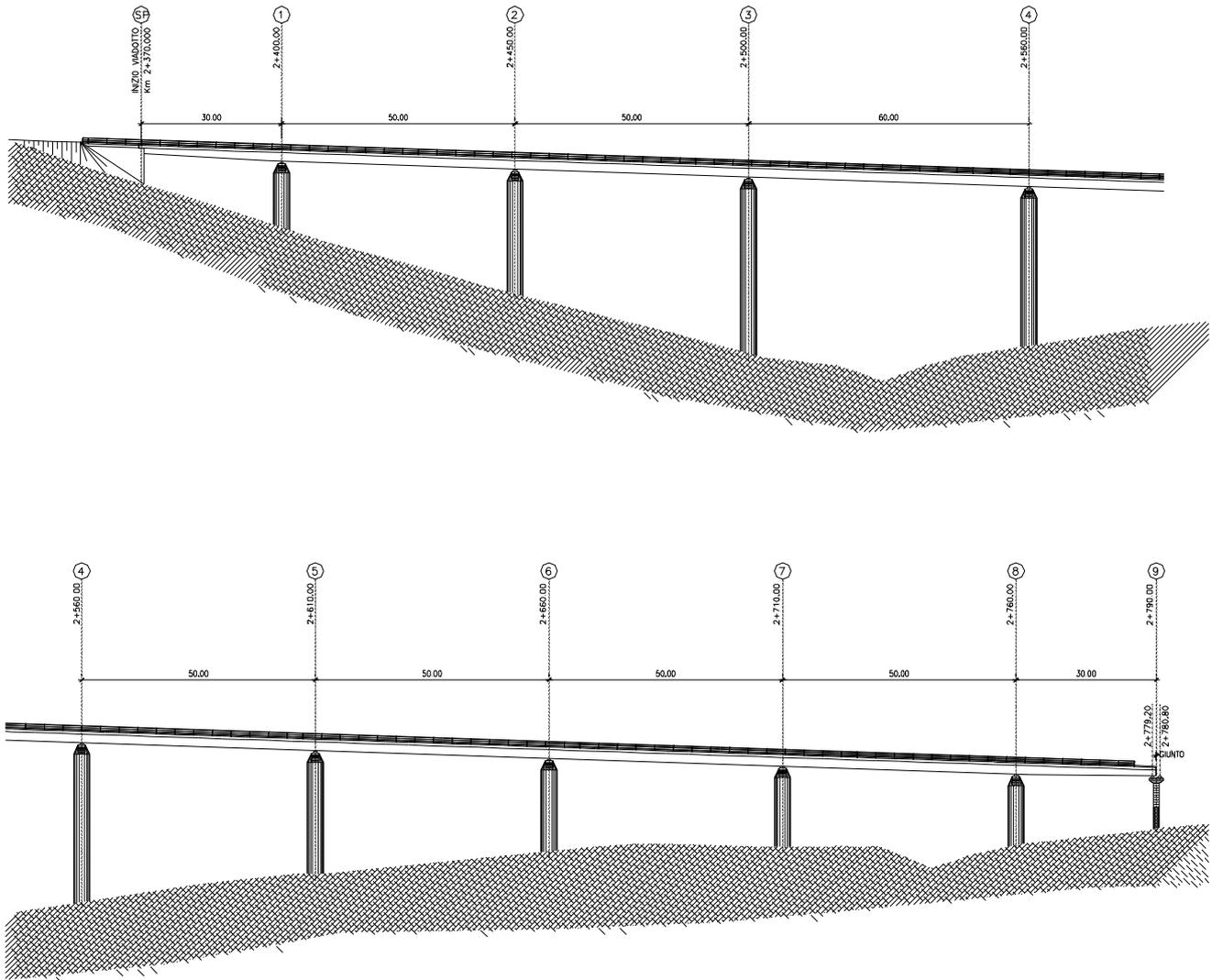
#### 3.1. Caratteristiche

- Calcestruzzo per le pile tipo Rck 40MPa
- Calcestruzzo per le spalle e le fondazioni tipo Rck 35MPa
- Calcestruzzo per i pali tipo Rck 25MPa
- Acciaio in barre FeB 44k

#### 3.2. Tensioni di calcolo

- Calcestruzzo tipo Rck 40MPa
  - $f_{ck} = 33.20 \text{ N/mm}^2$
  - $f_{cd} = 20.75 \text{ N/mm}^2$
  - $\sigma_{c,esercizio} = 19.92 \text{ N/mm}^2$  Stato limite
  
- Calcestruzzo tipo Rck 35MPa
  - $f_{ck} = 29.05 \text{ N/mm}^2$
  - $f_{cd} = 18.16 \text{ N/mm}^2$
  - $\sigma_{c,esercizio} = 17.43 \text{ N/mm}^2$  Stato limite
  
- Calcestruzzo tipo Rck 25MPa
  - $f_{ck} = 20.75 \text{ N/mm}^2$
  - $f_{cd} = 12.97 \text{ N/mm}^2$
  - $\sigma_{c,esercizio} = 12.45 \text{ N/mm}^2$  Stato limite
  
- Acciaio in barre FeB 44k
  - $f_{yk} = 430 \text{ N/mm}^2$
  - $f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$
  - $\sigma_{a,esercizio} = 301 \text{ N/mm}^2$  Stato limite
  - $\sigma_{amm} = 255 \text{ N/mm}^2$

**4. Le pile e le fondazioni sotto l'impalcato metallico**



**4.1. Verifica delle pile mobili**

Il dimensionamento delle pile mobili del viadotto San Bartolomeo 2 è stato effettuato utilizzando i valori trovati per le stesse sottostrutture dei viadotti San Bartolomeo 1 e Laio. Per ciascuna pila sono state individuate le sottostrutture simili presenti nei viadotti suddetti e quindi utilizzati i dimensionamenti e le verifiche ivi riportate. In ogni caso si è avuta cura di effettuare tali raffronti sempre in favore di sicurezza, per cui sarà possibile in fase di progetto esecutivo ottenere qualche riduzione di quantità sulla base di calcoli di dettaglio.

Pila 1 e Pila 8:

Ciascuna delle due pile porta una campata da 30m e una da 50m. Le altezze sono pari a 13.60m per la pila 1 e 15.40m per la pila 8. Si sono considerate agenti su queste pile le sollecitazioni della pila 2 dell'impalcato Laio, che invece è alta 15.90m ed è posta tra due campate da 40m.

Tale scelta fornisce azioni flettenti trasversali alla base delle pile superiori rispetto a quelle reali, in quanto in condizioni statiche nel Laio si ha, a parità di superficie di incidenza del vento sull'impalcato ( $80/2=40m$ ), una maggiore altezza delle pile, ed inoltre il momento dovuto all'eccentricità dei carichi è uguale. Anche i momenti flettenti calcolati in condizioni sismiche sono maggiori di quelli reali, poiché il periodo proprio del Laio è inferiore a quello del San Bartolomeo 2 e le pile sono più basse. In pratica, il primo modo trasversale del San Bartolomeo 2, similmente al San Bartolomeo 1 ricade nella zona discendente dello spettro in accelerazione. Si è visto che le sottostrutture di queste opere dispongono di sufficienti resistenza e duttilità da sopportare i sismi violenti che interessano l'area in esame. Per il San Bartolomeo 1 tali pile entrano appena in campo plastico, data l'altezza elevata e quindi il periodo fuori spettro della struttura. Per il Laio, viceversa, le pile necessitano di buona duttilità in quanto meno flessibili, considerata la loro altezza ridotta. Il San Bartolomeo 2 ha un comportamento intermedio tra i due, in quanto di altezza intermedia a parità di luci e quindi di pesi strutturali.

I momenti longitudinali alla base delle pile mobili 1 e 8 del San Bartolomeo 2 risultano bassi, in quanto dovuti esclusivamente a fenomeni di attrito dei vincoli, e comunque inferiori a quelli della corrispondente pila 2 del Laio, a causa della minore altezza.

Armando, quindi, le due pile in esame come la pila 2 del Laio, quindi con  $\Phi 26/30$  sia esternamente che internamente, le stesse risultano verificate.

Con ragionamenti analoghi si ricavano le seguenti corrispondenze e le seguenti armature:

Pile San Bartolomeo 2	Pila corrispondente Laio	ARMATURA	
		esterna	interna
1	2	$\Phi 26/30$	$\Phi 26/30$
2	5	$\Phi 26/30$	$\Phi 26/30$
5	5	$\Phi 26/30$	$\Phi 26/30$
6	8	$\Phi 26/30$	$\Phi 26/30$
7	8	$\Phi 26/30$	$\Phi 26/30$
8	2	$\Phi 26/30$	$\Phi 26/30$

**4.2. Verifica delle pile fisse**

Nel San Bartolomeo 2 ciascuna delle due pile fisse porta una campata da 50m e una da 60m. Le altezze sono pari a 37.10m per la pila 3 e 33.20m per la pila 4.

Da un punto di vista statico tali pile hanno sollecitazioni longitudinali intermedie tra quelle trovate per le pile fisse del Laio e quelle del San Bartolomeo 1. Si arriva a questa conclusione osservando che nel San Bartolomeo 2 le forze agenti in testa alle pile fisse, dovute alla frenatura e all'attrito dei vincoli, sono più piccole che nel San Bartolomeo 1, che è lungo 460m contro i 420 del San Bartolomeo 2, ed inoltre anche le altezze medie delle pile risultano inferiori (35m, invece dei 50m del San Bartolomeo 1); ciò comporta momenti longitudinali alla base delle pile inferiori di una quantità pari a

$$\frac{460 \cdot 50 - 420 \cdot 35}{420 \cdot 35} = 56\% .$$

Il confronto con il Laio permette, inoltre, di notare che, a causa della maggiore altezza media delle pile (35m nel San Bartolomeo 2, 18m nel Laio), nonostante le forze longitudinali in testa alle pile fisse siano più basse (il San Bartolomeo 2 ed il Laio sono lunghi rispettivamente 420m e 630m), nel San Bartolomeo 2 i momenti longitudinali alla base delle pile sono inferiori del

$$\frac{630 \cdot 18 - 420 \cdot 35}{420 \cdot 35} = 23\% .$$

Per quanto concerne le sollecitazioni trasversali, dovute a vento ed eccentricità dei carichi, un analogo ragionamento conduce alle medesime conclusioni.

Come si evince dall'analisi delle sollecitazioni del San Bartolomeo 1 e del Laio, il comportamento delle pile fisse è, però, governato dalle azioni sismiche, e lo stesso, di conseguenza, si può dire riguardo le pile fisse del San Bartolomeo 2. Queste ultime vengono messe a confronto con la pila 6 del viadotto Laio, alta 17.60m e posta tra una campata da 70m ed una da 50m.

Da un'analisi in spostamenti eseguita secondo lo spettro fornito dalla nuova normativa sismica si ricava per le pile fisse dei due viadotti lo stesso valore di spostamento in testa nel caso di sisma in direzione longitudinale, pari a

$$S_{De}(T) = S_e(T) \left( \frac{T}{2\pi} \right)^2 = a_g S \eta 2.5 \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right) \left( \frac{T}{2\pi} \right)^2 = 22.0\text{cm}$$

avendo posto  $\eta=0.816$  (smorzamento del 10%),  $T_C=0.5\text{s}$  e  $T_D=2.0\text{s}$ . Il periodo del primo modo longitudinale è  $T=3.9\text{s}$  per il San Bartolomeo 2 e  $T=2.82\text{s}$  per il Laio, come riportato nelle rispettive relazioni D1-CL-VI00-002 e D1-RT-VI00-001. Poiché nel San Bartolomeo 2 le pile fisse sono più alte rispetto a quelle del Laio, si deduce che le sollecitazioni sismiche longitudinali, a parità di spostamento, risultano inferiori.

Con ragionamenti simili si giunge alla stessa conclusione anche nel caso di sisma trasversale. Lo spostamento in testa alle pile fisse del Laio ( $T=1.48\text{s}$ ) è, infatti

$$S_{De}(T) = S_e(T) \left( \frac{T}{2\pi} \right)^2 = a_g S \eta 2.5 \left( \frac{T_C}{T} \right) \left( \frac{T}{2\pi} \right)^2 = 20.1\text{cm}$$

avendo posto  $\eta=1$  (smorzamento del 5%) e  $T_c=0.5s$ . Lo spostamento massimo in testa alle pile fisse del Laio non può essere, invece, maggiore del valore fornito dalla normativa attraverso la formula

$$S_{De}(T) = a_g S \eta 2.5 \frac{T_c T_D}{(2\pi)^2} = 27.2 \text{cm.}$$

Si deduce che, pur essendo presente per il San Bartolomeo 2 uno spostamento massimo di 27.2cm su una altezza di pile pari a 35m (0.78 cm/m), la condizione più sfavorevole si presenta per il viadotto Laio, per il quale lo spostamento è di 20.1cm su pile alte 18m (1.12 cm/m).

Utilizzando, quindi, le sollecitazioni trovate per le pile fisse del Laio, si opera a vantaggio di sicurezza.

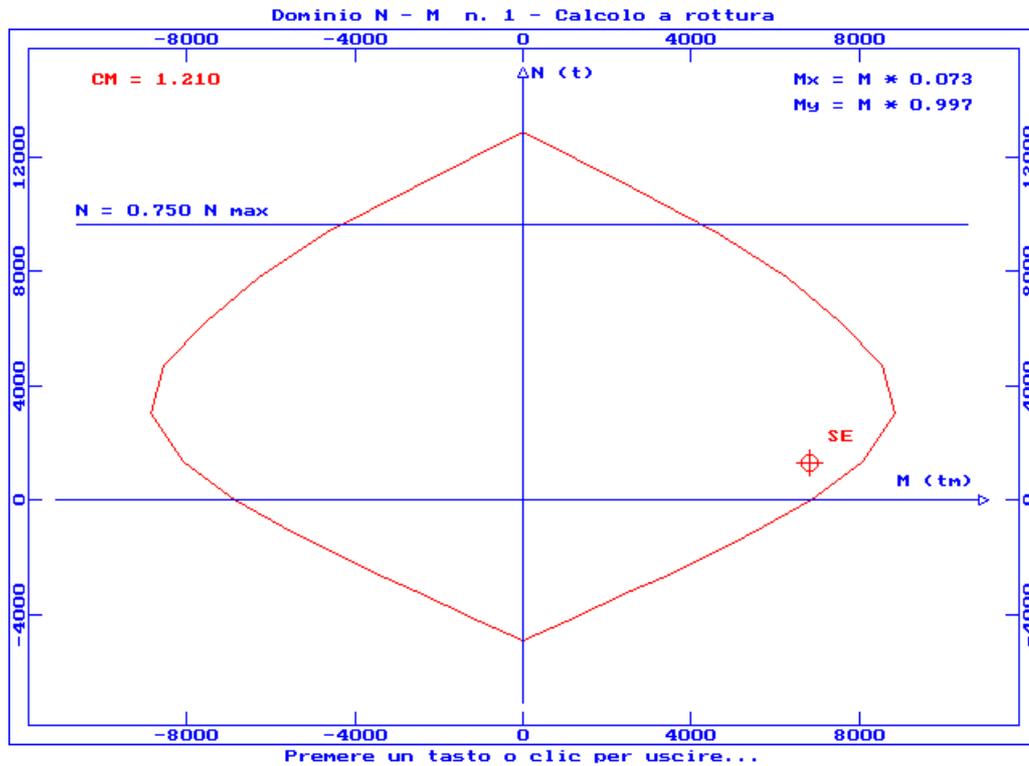
Ipotizzando le seguenti armature

	ARMATURA	
	esterna	interna
3 (sezione corrente)	Φ26/10	Φ26/10
3 (sezione ringrossata)	Φ26/15	Φ26/15
4 (sezione corrente)	Φ26/10	Φ26/10
4 (sezione ringrossata)	Φ26/15	Φ26/15

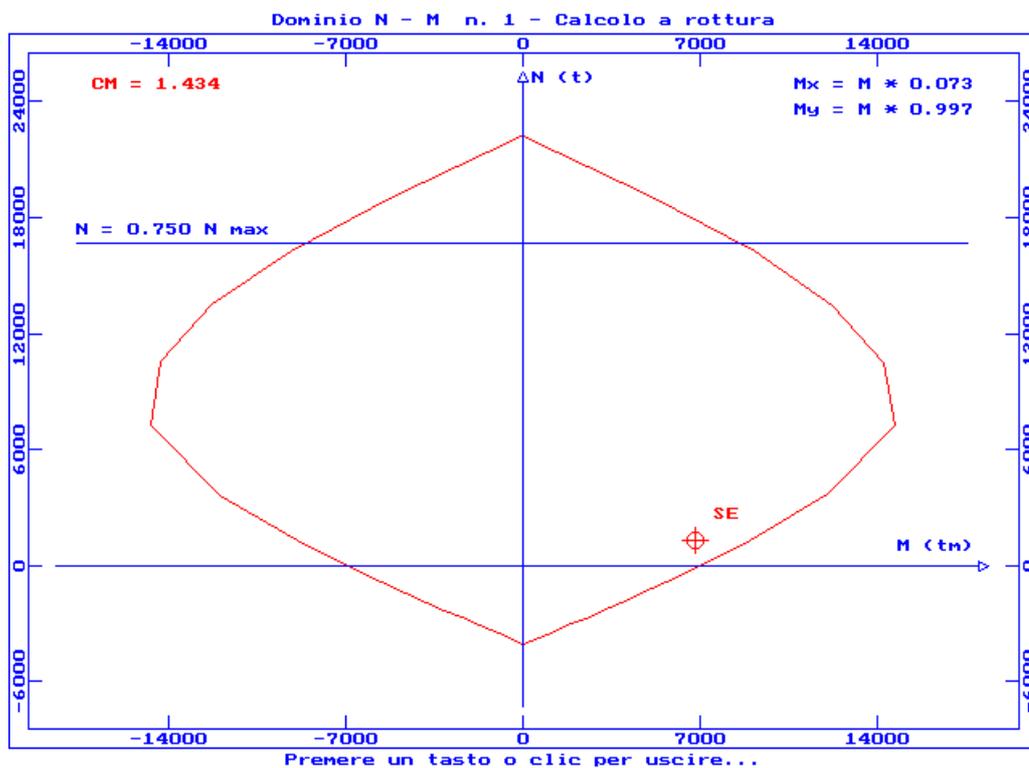
le pile 3 e 4 risultano verificate.

Vengono di seguito riportati i domini di rottura M-N della pila 3.

4.2.1. Pila 3 (sezione corrente)



4.2.2. Pila 3 (sezione ringrossata)



**4.3. Verifica dei pali di fondazione con il "capacity design"**

La verifica dei pali di fondazione viene effettuata utilizzando il metodo del "capacity design". Tale verifica è necessaria per garantire che venga rispettata la gerarchia delle resistenze e non si abbiano, quindi, danni gravi nelle componenti difficili da riparare o inaccessibili concentrando, invece, le plasticizzazioni negli elementi duttili passibili di essere ripristinati.

Per il calcolo delle sollecitazioni in fondazione sono stati utilizzati i risultati ottenuti per il viadotto San Bartolomeo 1, a vantaggio di sicurezza per i seguenti motivi:

- 1 nel San Bartolomeo 1 le sollecitazioni verticali trasmesse dalle pile alle fondazioni sono sicuramente superiori a quelle del San Bartolomeo 2, in quanto le campate sono più ampie e le pile sono più alte
- 2 i momenti ultimi delle pile considerati per il San Bartolomeo 1 sono superiori a quelle del viadotto in esame, a causa della maggiore armatura delle pile
- 3 le maggiori sollecitazioni verticali (punto 1) determinano un ulteriore vantaggio di sicurezza, in quanto, per le caratteristiche dei diagrammi di interazione M-N delle pile, i momenti ultimi delle pile utilizzati nella presente verifica sono maggiori di quelli reali.

MOMENTI ULTIMI DELLE PILE						
	Plinto a 6 pali		Plinto a 8 pali		Plinto a 12 pali	
	M3	M2	M3	M2	M3	M2
trasv.	55153	0	57133	0	233662	0
long.	0	50691	0	52731	0	215945

Le sollecitazioni sui pali, nel caso di sollecitazioni trasversali e longitudinali, sono le seguenti:

N palo	Plinto a 6 pali		Plinto a 8 pali		Plinto a 12 pali		
	trasv.	long.	trasv.	long.	trasv.	long.	
Palo	1	-411	-6458	-329	-5545	1850	-9341
	2	-411	-632	-1307	-2882	1850	-3343
	3	-3545	-6458	-329	-219	1850	2656
	4	-3545	-632	-2882	-5545	-1612	-9341
	5	-6679	-6458	-2882	-219	-1612	-3343
	6	-6679	-632	-5435	-5545	-1612	2656
	7	-	-	-4457	-2882	-5074	-9341
	8	-	-	-5435	-219	-5074	-3343
	9	-	-	-	-	-5074	2656
	10	-	-	-	-	-8535	-9341
	11	-	-	-	-	-8535	-3343
	12	-	-	-	-	-8535	2656

Poiché le sollecitazioni sono accettabili, si conclude che le fondazioni sono state progettate per avere una resistenza maggiore di quella delle pile.

#### **4.4. Altre verifiche**

Poiché le sollecitazioni ricavate per i pali del viadotto San Bartolomeo 1 sono più sfavorevoli di quelle a cui sono soggetti i pali di fondazione del viadotto in esame, per le verifiche a pressoflessione dei pali e a flessione, taglio e punzonamento dei plinti si rimanda alla relazione D1-CL-VI03-001.

**5. Le pile e le fondazioni sotto l'impalcato in c.a.p.**

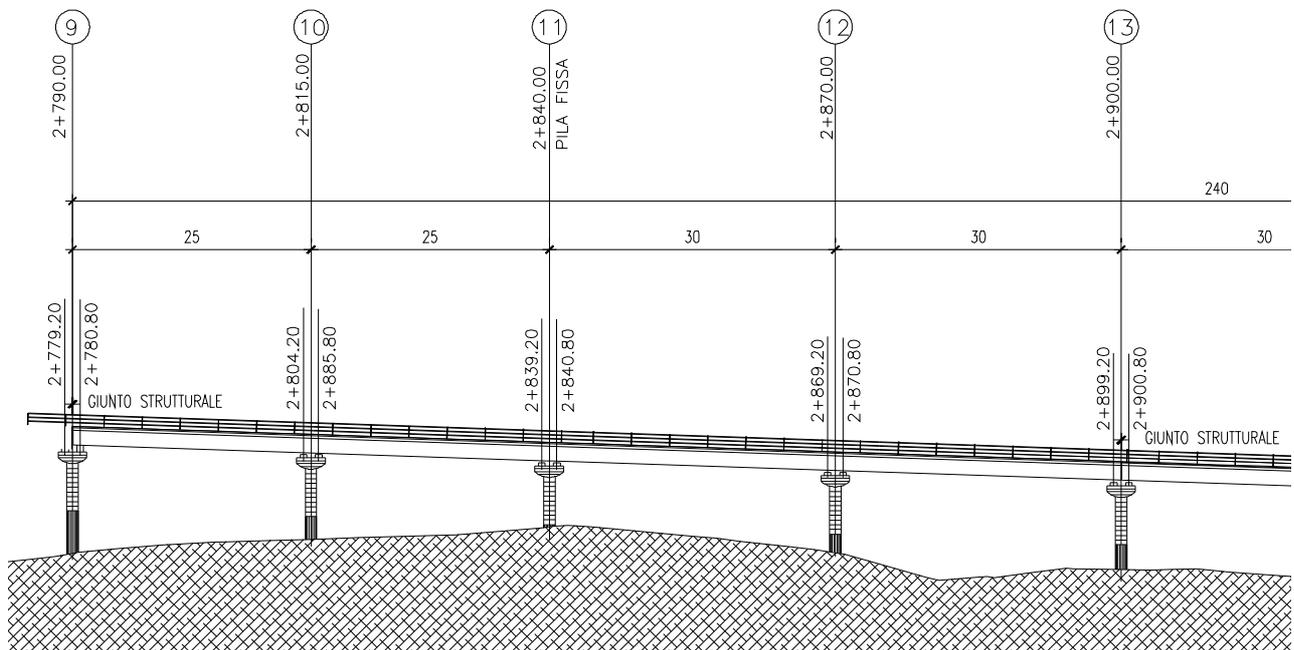
L'impalcato in c.a.p. è composto da 9 campate (6 da 25 m e 3 da 30 m) poggiate rese continue per mezzo della soletta gettata in opera, poiché tale solidarizzazione delle campate porta come effetto che tutte le forze longitudinali devono essere scaricate su di un'unica pila fissa si ha che il limite alle campate che possono essere solidarizzate è di 4-5, altrimenti bisognerebbe cambiare la tipologia della pila fissa rispetto a quelle mobili, quindi le 9 campate sono state divise in due tratti continui separati da un giunto strutturale sulla pila 13.

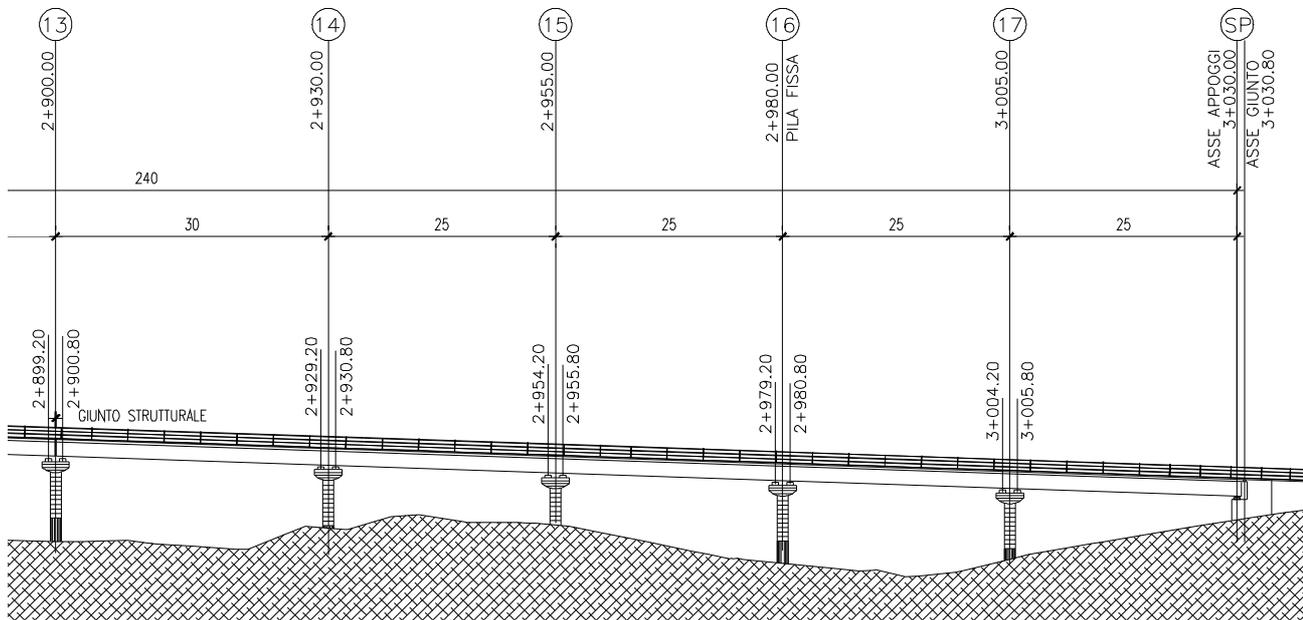
Con la divisione dell'impalcato appena descritta le pile su cui sono stati posizionati gli appoggi fissi longitudinali sono la 11 e la 16 (quest'ultima è quella per cui verranno effettuati i calcoli più avanti), mentre trasversalmente tutte le pile sono fisse (i calcoli verranno effettuati per la pila 12).

Le fondazioni di tutte le pile in questione sono profonde su 6 pali.

Per quanto riguarda l'analisi sismica si seguono le indicazioni esposte nella relazione "Linee guida Analisi Antisismica" (D1-AS-0000-001.doc), in particolare si utilizzeranno i valori di accelerazione al suolo  $a_g$  di 0.35g per lo S.L.U. e 0.2g per lo S.L.E..

Nelle due immagini che seguono sono riportati i prospetti dei due tratti di viadotto appena descritti.





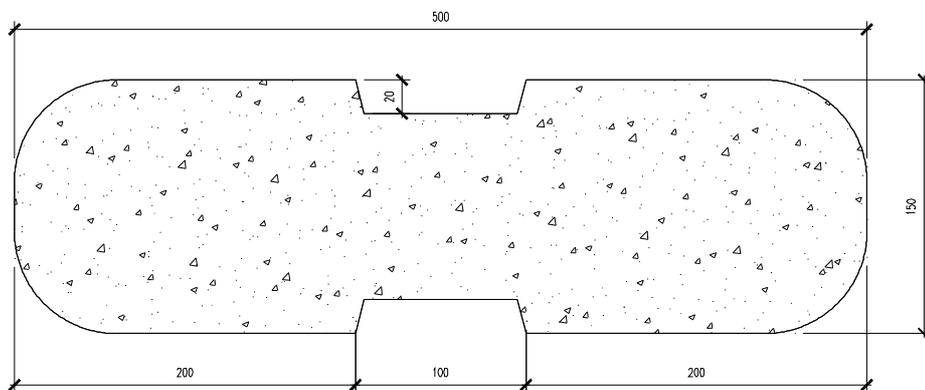
Come abbiamo detto in precedenza per le azioni provenienti dall'impalcato si fa riferimento alla relazione D1-CL-VI00-003.doc, tranne che per le azioni longitudinali dovute all'attrito sugli appoggi (in particolare all'attrito differenziale sulla pila fissa) e alla frenatura.

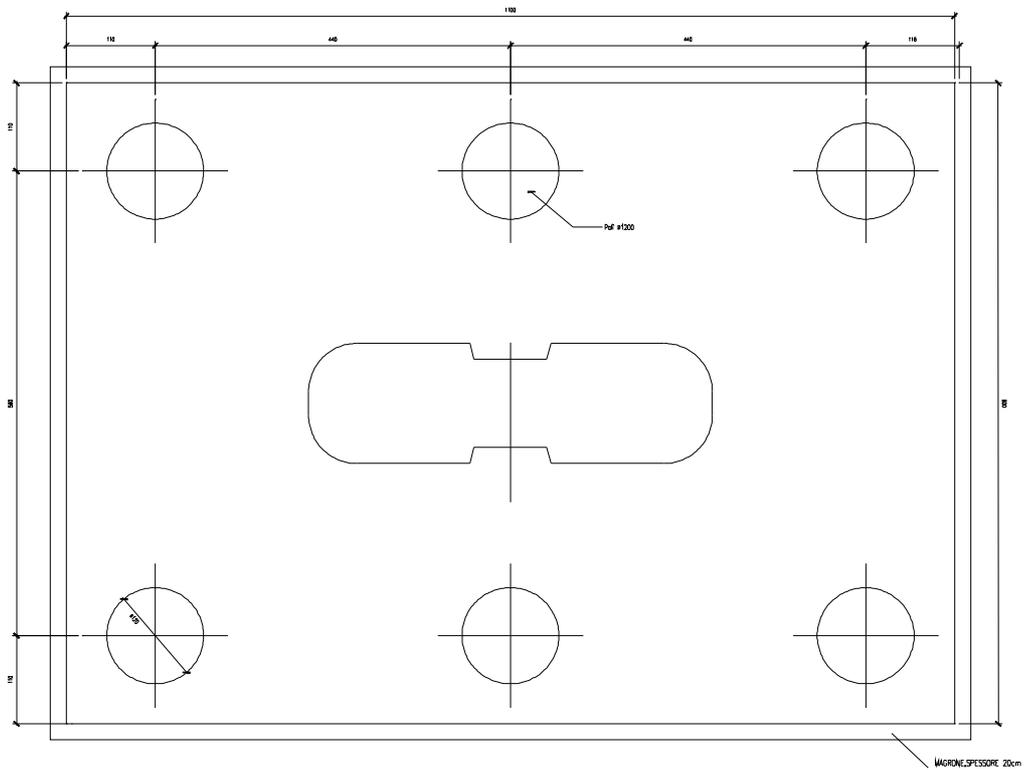
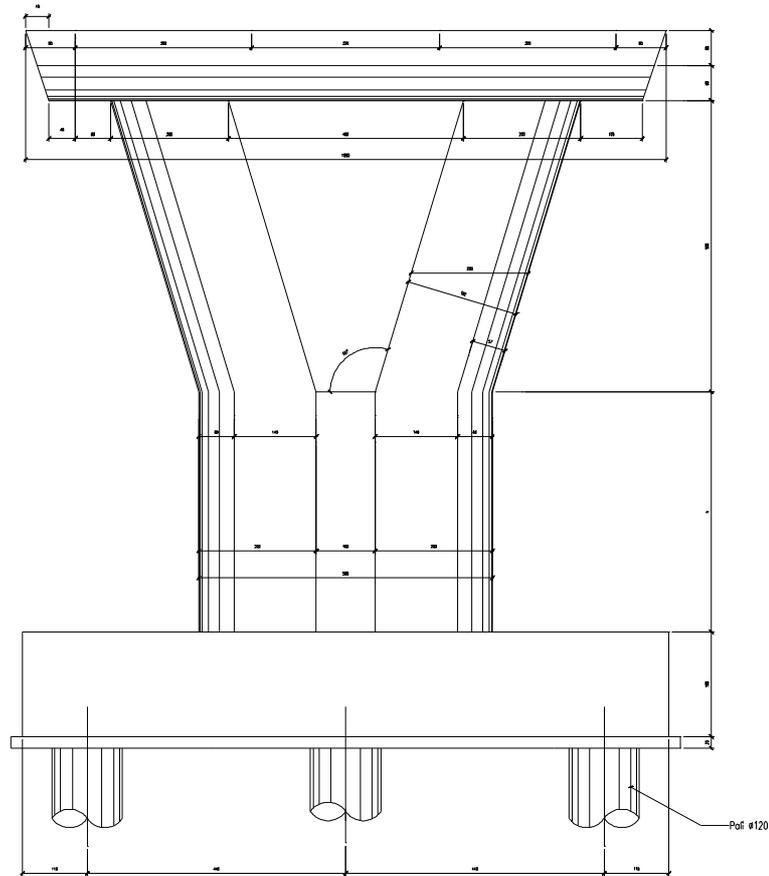
Quindi nel caso in questione essendo la pila fissa scelta per i calcoli la 16, a cui è collegato un impalcato continuo lungo 130 m, si è in possesso di tutti i dati necessari a determinare i valori delle azioni menzionate sopra; inoltre bisogna precisare che è stato utilizzato un valore del coefficiente di attrito sugli appoggi pari al 5%.

- Attrito differenziale sulla pila 16:  $F_{attr.} = 505 \text{ KN}$
- Frenatura:  $F = 405 \text{ KN}$

Prima di passare all'analisi delle pile e delle fondazioni riportiamo di seguito alcune immagini che le illustrano.

Per quanto riguarda le pile le verifiche verranno effettuate sulla sezione allo spiccato, per le fondazioni su pali con zattera alta 1.8 m le verifiche che si effettueranno sono quelle sui pali, in quanto la zattera è dimensionata per essere in grado di resistere sicuramente alle reazioni che gli possono trasmettere i pali del 1200 che si trovano sotto di essa.





**5.1. Pila fissa 16**

Per quanto riguarda i carichi statici trasmessi alla testa pila, come si è già detto i valori sono reperibili tra la relazione dell'impalcato e il paragrafo precedente, quindi prima di passare ad effettuare le combinazioni e le verifiche bisogna solamente determinare quelle che sono le sollecitazioni generate dall'azione sismica.

**5.1.1. Analisi sismica semplificata**

Per la pila in esame è possibile effettuare l'analisi semplificata in quanto è verificata la condizione che la massa efficace della pila è inferiore ad 1/5 di quella dell'impalcato ad essa collegato, infatti considerando che il presente impalcato è costituito da 4 campate da 25 m ed 1 da 30 m e che direttamente sulla pila in esame gravano due campate da 25 m, si ha:

$$M_{IMP,25} = 572.66 \text{ KN}_m$$

$$M_{IMP,30} = 743.37 \text{ KN}_m$$

$$M_{PILA} = 232.1 \text{ KN}_m$$

$$M_{PILA,eff} = 116 \text{ KN}_m$$

$$M_{IMP,long} = 3034 \text{ KN}_m$$

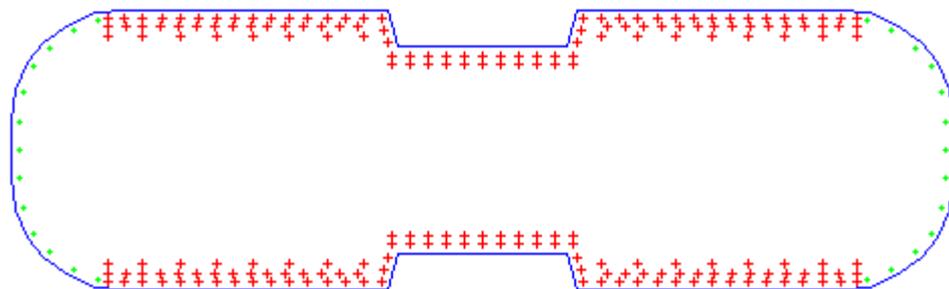
$$M_{IMP,trasv} = 573 \text{ KN}_m$$

Quindi nel complesso le masse sismiche da considerare nell'analisi sono:

$$M_{long} = 3150 \text{ KN}_m$$

$$M_{trasv} = 689 \text{ KN}_m$$

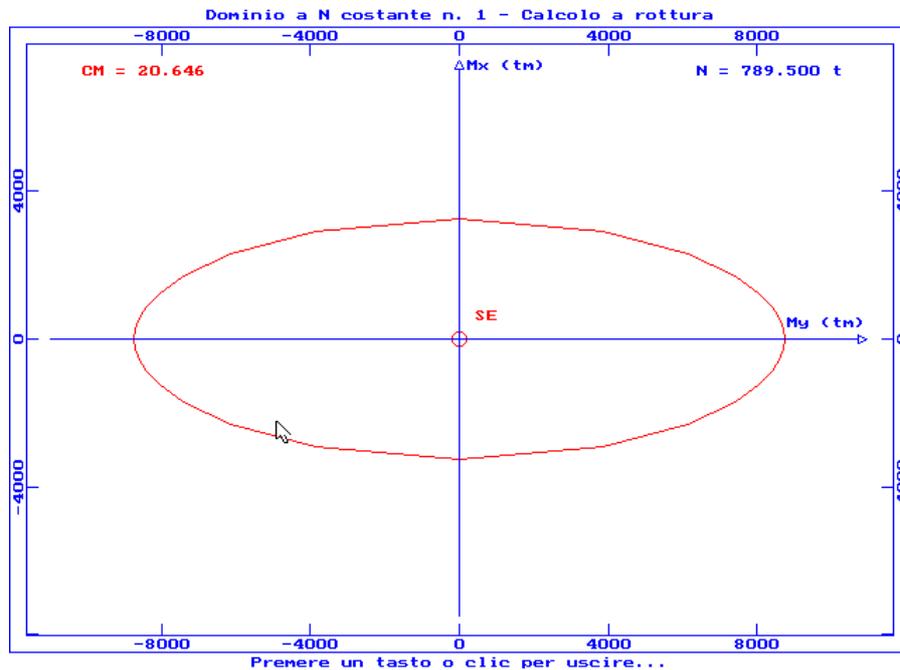
Considerando che sotto i carichi permanenti la N alla base della pila è pari a 7895 KN e che l'armatura è quella mostrata nell'immagine seguente (D16 sui lati semicircolari della pila e D26 per il resto): si ha che i momenti resistenti di progetto sono rispettivamente:



$$M_{Rd,long} = 32642 \text{ KNxm}$$

$$M_{Rd,trasv} = 87268 \text{ KNxm}$$

come si può vedere dal seguente dominio di resistenza:



Quindi la rigidità secante efficace, che può essere calcolata secondo la seguente formula:

$$I_{eff} = 1.2 \times M_{R,d} / (E_c \times \phi_y)$$

dove  $E_c$  è il modulo di elasticità del calcestruzzo e  $\phi_y$  è la curvatura di snervamento, è pari in direzione longitudinale a  $0.55 \text{ m}^4$ , da cui la rigidità della pila alta 10.7 m è pari:

$$K_1 = 3 \times E \times I / h^3 = 48299 \text{ KN/m}$$

In conclusione si ha che il periodo in senso longitudinale della pila è pari a:

$$T_1 = (M / K)^{1/2} = 1.6 \text{ s}$$

Trasversalmente il calcolo non è stato condotto in quanto il periodo cade sicuramente sulla parte ad accelerazione costante del diagramma e quindi non è necessario sapere il sul valore per determinare quello dell'azione sismica.

- Per quanto riguarda le sollecitazioni agli S.L.U. si ha che alla base della pila esse sono pari a:

$$F_l = M_{long} \times S_{long} = 3150 \times 0.95 = 3009 \text{ KN} \quad M_l = F_l \times h = 32197 \text{ KNxm}$$

$$F_t = M_{trav} \times S_{trav} = 689 \times 5.01 = 3454 \text{ KN} \quad M_t = F_t \times h = 36964 \text{ KNxm}$$

Naturalmente gli spettri di progetto utilizzati sono stati tagliati per i coefficienti di duttilità  $q$  della pila nelle due direzioni, che corrispondono data la geometria della pila a 3.5 in direzione longitudinale e a 2.14 in quella trasversale.

I coefficienti di sicurezza allo stato limite ultimo sotto tali azioni sismiche sono pari rispettivamente per il sisma longitudinale e trasversale a 1.01 e a 2.36, confermando così il fatto delle spiccate caratteristiche duttili della pila specialmente in senso longitudinale.

Per quanto riguarda le fondazioni allo S.L.U. esse devono essere dimensionate con i valori delle sollecitazioni che vengono fuori dall'applicazione del metodo della Gerarchia delle Resistenze.

Quindi considerando i due seguenti coefficienti di amplificazione per le sollecitazioni longitudinali e trasversali:

$$\gamma_{0,l} = 1.4 \quad \gamma_{0,t} = 1.128$$

si ha che le sollecitazioni da applicare alla base della pila per la verifica dei pali sono:

Sisma longitudinale

$$N = 7895 \text{ KN}$$

$$M_c = 45699 \text{ KN x m}$$

$$T_c = 4271 \text{ KN}$$

Sisma trasversale

$$N = 7895 \text{ KN}$$

$$M = 79105 \text{ KN x m}$$

$$T = 7393 \text{ KN}$$

(per quanto riguarda questi ultimi valori relativi al sisma trasversale, come ammesso dalla normativa, si utilizzano i valori calcolati con lo spettro non tagliato in funzione della duttilità in luogo di quelli che si ottengono dal metodo della Gerarchia delle Resistenze, in quanto questi ultimi porterebbero a valori più gravosi).

- Per quanto riguarda le sollecitazioni agli S.L.E. si ha che le forze prodotte applicate in testa alla pila sono pari a:

$$F_l = 2414 \text{ KN}$$

$$F_t = 1690 \text{ KN}$$

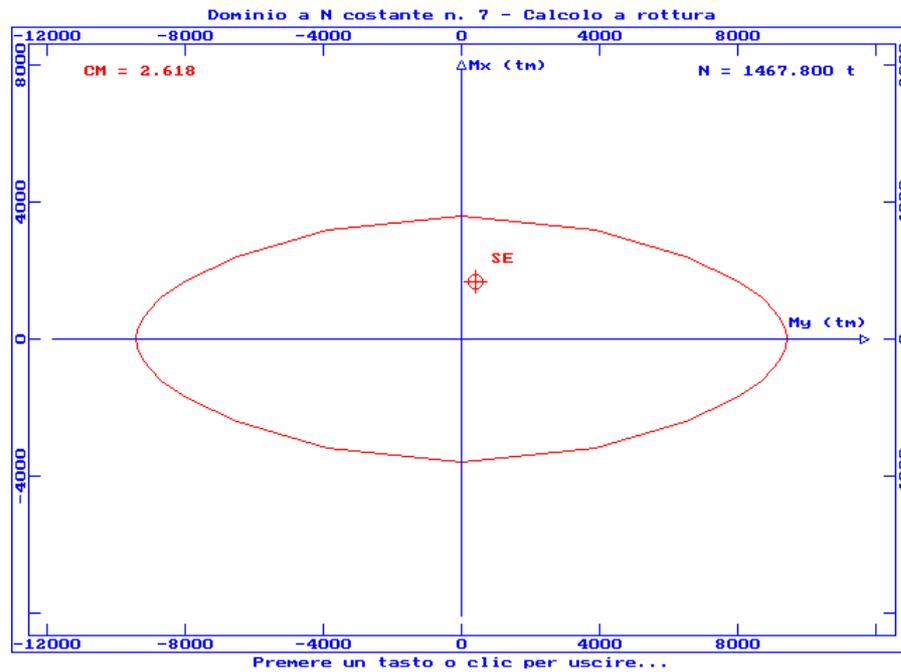
### 5.1.2. Verifiche alla base della pila

#### 5.1.2.1. *S.L.U.*

Le sollecitazioni e i coefficienti di sicurezza in condizione sismiche sono stati già esposti nel paragrafo precedente quindi qui ci si sofferma sulla parte statica, dove i valori sono i seguenti:

slu	N	Ml	Mt	Tl	Tt
UI	11843	8107	5016	758	469
UII (1)	15674	8107	7236	758	281
UII (2)	14678	10375	6255	758	281
UII (3)	13898	8107	10781	758	281
UII (4)	13368	9326	8637	758	281
UIII (1)	15674	14607	5230	1365	94
UIII (2)	14678	16875	4249	1365	94
UIII (3)	13898	14607	8775	1365	94
UIII (4)	13368	15827	6631	1365	94

La combinazione che risulta essere la più gravosa è la UIII(2), per la quale si ha comunque un coefficiente di sicurezza pari a 2.62, come si può notare dal dominio di resistenza seguente.

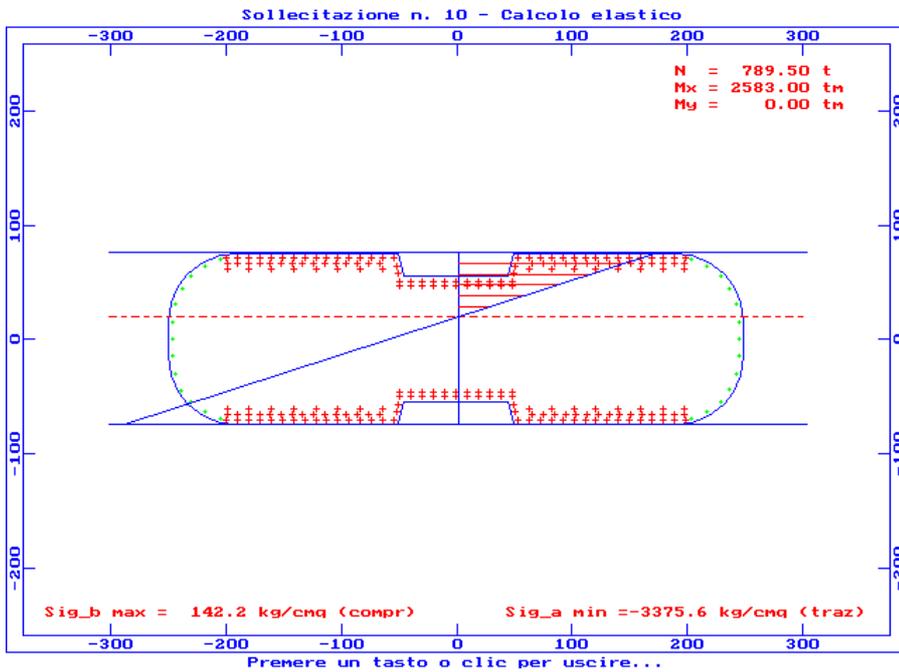
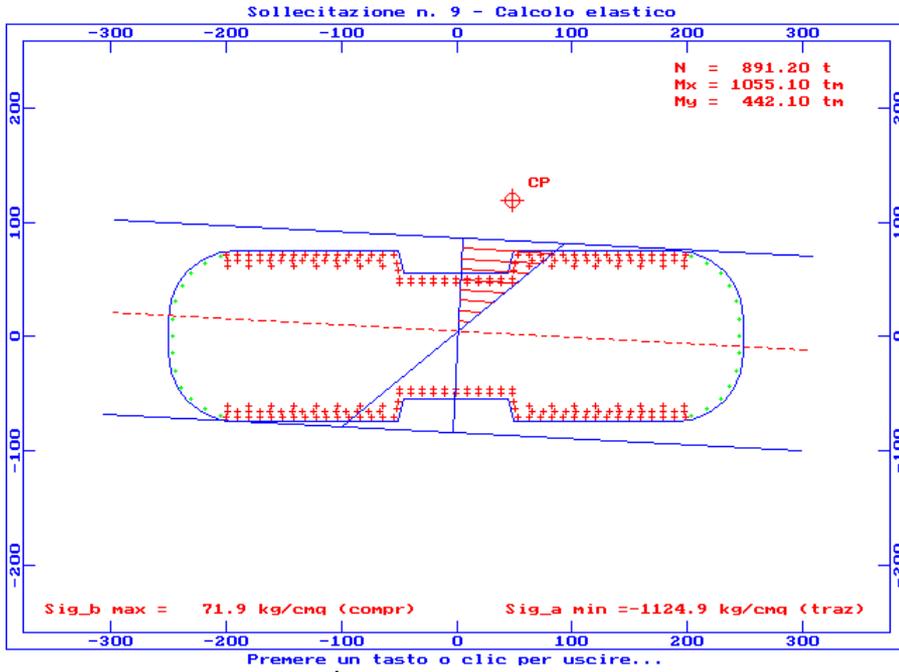


5.1.2.2. S.L.E.

Le sollecitazioni agenti alla base della pila sono:

sle	N	Ml	Mt	Tl	Tt
AI	7895	5405	3344	505	313
AII (1)	10449	5405	4156	505	125
AII (2)	9785	6917	3502	505	125
AII (3)	9265	5405	6519	505	125
AII (4)	8912	6218	5090	505	125
AIII (1)	10449	9738	3487	910	63
AIII (2)	9785	11250	2833	910	63
AIII (3)	9265	9738	5850	910	63
AIII (4)	8912	10551	4421	910	63
AV (long)	7895	25830	0	2414	0
AV (trasv)	7895	0	18083	0	1690

Le combinazioni più gravose sono la AIII (4) tra quelle in condizione statica e la AV (long) tra quelle in condizione sismica; le loro verifiche sono riportate nell'ordine nella pagina seguente.



5.1.3. Verifiche dei pali

Di seguito sono riportate le sollecitazioni ad intradosso fondazione sia per lo S.L.U. che per lo S.L.E.

sle	N	Ml	Mt	Tl	Tt
AI	11272	6314	3906	505	313
AII (1)	13826	6314	4381	505	125
AII (2)	13162	7826	3727	505	125
AII (3)	12642	6314	6744	505	125
AII (4)	12289	7127	5315	505	125
AIII (1)	13826	11376	3599	910	63
AIII (2)	13162	12888	2945	910	63
AIII (3)	12642	11376	5962	910	63
AIII (4)	12289	12189	4533	910	63
AV (long)	11272	30175	0	2414	0
AV (trasv)	11272	0	21125	0	1690

slu	N	Ml	Mt	Tl	Tt
UI	16908	9471	5859	758	469
UII (1)	20739	9471	7743	758	281
UII (2)	19743	11739	6762	758	281
UII (3)	18963	9471	11287	758	281
UII (4)	18434	10690	9144	758	281
UIII (1)	20739	17064	5399	1365	94
UIII (2)	19743	19332	4418	1365	94
UIII (3)	18963	17064	8943	1365	94
UIII (4)	18434	18284	6800	1365	94
Sisma long GR	11272	53387	0	4271	0
Sisma Trasv	11272	0	92412	0	7393

Da essi si ottengono i seguenti valori dei carichi sui pali.

sle	1	2	3	4	5	6	T
AI	1194	1411	1628	2129	2346	2563	99
AII (1)	1593	1837	2080	2529	2772	3015	87
AII (2)	1407	1614	1821	2566	2773	2980	87
AII (3)	1265	1639	2014	2200	2575	2949	87
AII (4)	1225	1520	1816	2281	2576	2871	87
AIII (1)	1262	1462	1662	2947	3147	3347	152
AIII (2)	1075	1239	1403	2985	3148	3312	152
AIII (3)	933	1264	1596	2618	2950	3281	152
AIII (4)	893	1145	1397	2699	2951	3203	152
AV (long)	-357	-357	-357	4114	4114	4114	402
AV (trasv)	705	1879	3052	705	1879	3052	282

slu	1	2	3	4	5	6	T
UI	1791	2116	2442	3194	3520	3845	148
UII (1)	2325	2755	3185	3728	4158	4588	135
UII (2)	2045	2421	2797	3784	4160	4536	135
UII (3)	1832	2459	3086	3235	3862	4489	135
UII (4)	1772	2280	2788	3356	3864	4372	135
UIII (1)	1893	2192	2492	4421	4721	5020	228
UIII (2)	1613	1858	2104	4477	4723	4968	228
UIII (3)	1400	1896	2393	3928	4425	4921	228
UIII (4)	1340	1718	2096	4049	4427	4804	228
Sisma long GR	-2076	-2076	-2076	5833	5833	5833	712
Sisma Trasv	-3255	1879	7013	-3255	1879	7013	1232

Che utilizzando il metodo della linea elastica per il calcolo del momento agente sul palo danno come combinazioni più gravose le seguenti:

5.1.3.1. S.L.U.

dati geometrici del palo

$\Phi = 1200$  mm  
 cls Rck = 25 MPa

$E = 2,85E+07$  KN/m<sup>2</sup>

$J = 1,02E-01$  m<sup>4</sup>

Le azioni assiale ed orizzontale agenti in testa palo sono:

$N_{max} = 7.013$  KN

$H = 1.232$  KN

$N_{min} = -3.255$  KN

$H = 1.232$  KN

$H_{max} = 1232$  KN

modulo di elasticità del terreno

$E_s = 30000$  KN/mq

tratto di palo libero

$h = 0$  m

vincolo testa palo

c

lunghezza elastica del palo

$L_o = 4,43$  m

momento flettente massimo testa pa

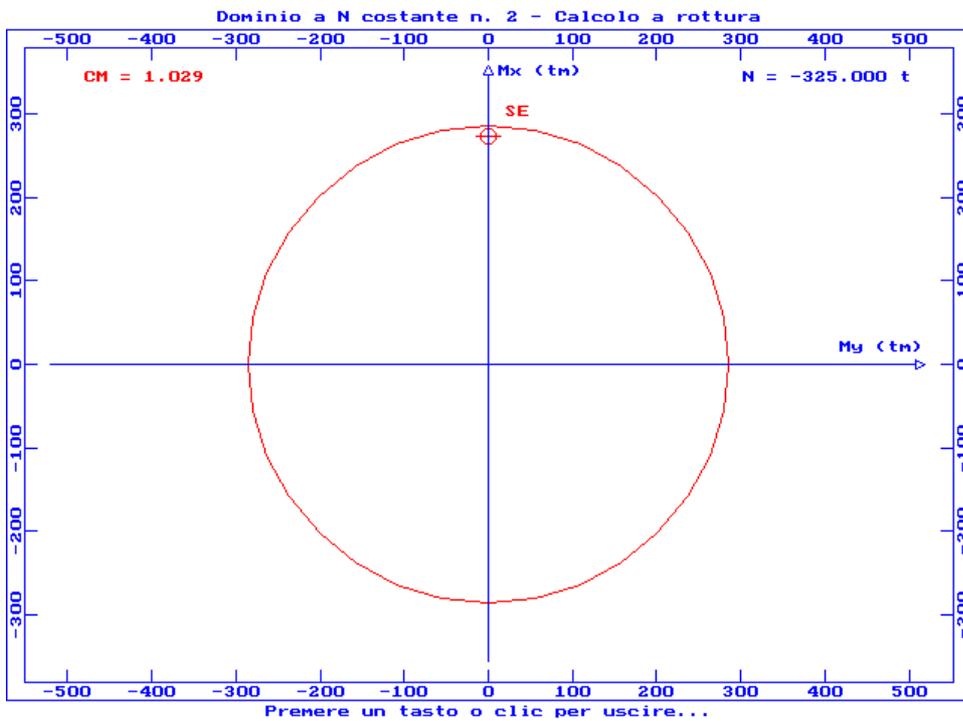
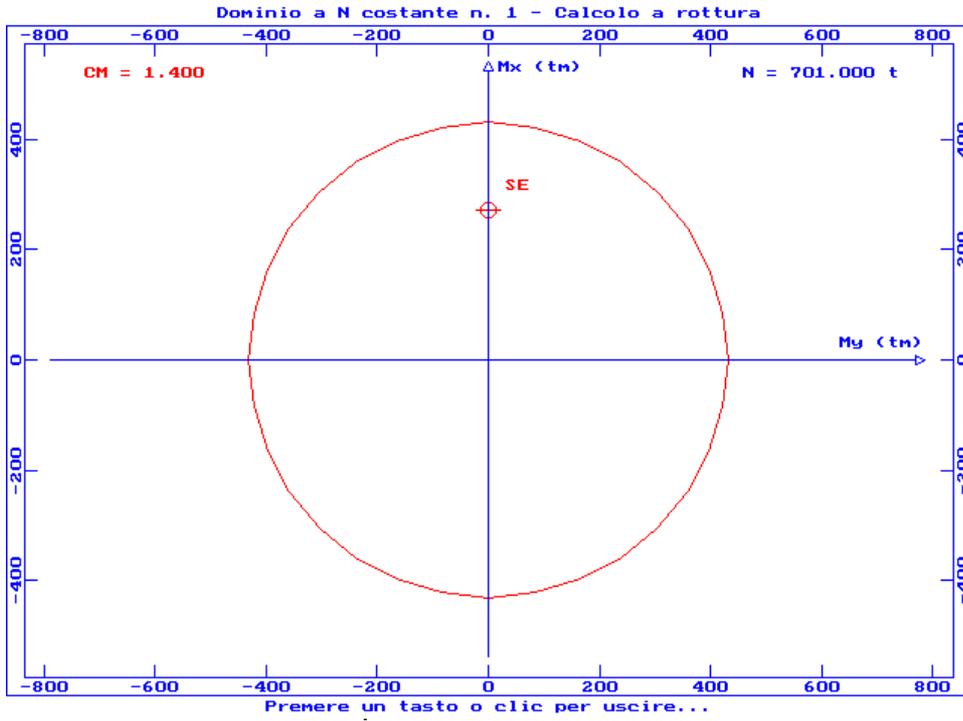
$M_{max} = 2732$  KNm

Da cui le azioni di pressoflessione sono:

verifica a pressoflessione dei pali:		
	N [KN]	M [KNm]
cond 1	7013	2732
cond 2	-3255	2732

I domini riportati nella pagina seguente rappresentano le verifiche con le due coppie di N-M ora calcolate.

I pali sono armati con due strat da 24D26.



5.1.3.2. S.L.E.

dati geometrici del palo

$\Phi = 1200$  mm  
 cls Rck = 25 MPa

$E = 2,85E+07$  KN/m<sup>2</sup>  
 $J = 1,02E-01$  m<sup>4</sup>

Le azioni assiale ed orrizzontale agenti in testa palo sono:

$N_{max} = 4.114$  KN  
 $H = 402$  KN

$N_{min} = -357$  KN  
 $H = 402$  KN

$H_{max} = 402$  KN

modulo di elasticità del terreno  
 tratto di palo libero  
 vincolo testa palo

$E_s = 30000$  KN/mq  
 $h = 0$  m

**c**

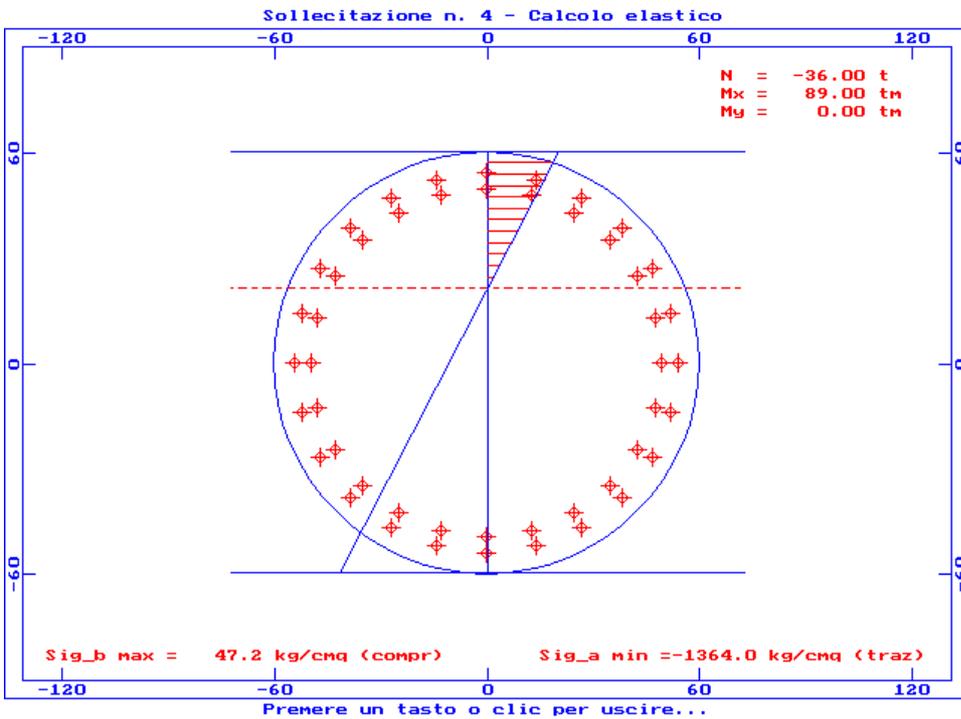
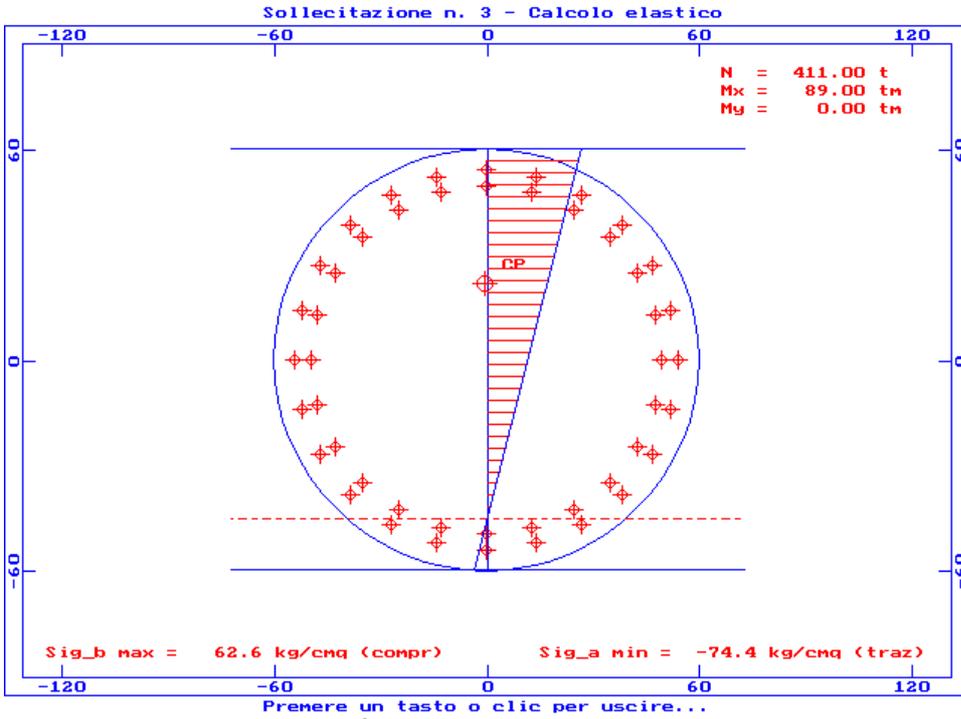
lunghezza elastica del palo  
 momento flettente massimo testa pa

$L_o = 4,43$  m  
 $M_{max} = 891$  KNm

Da cui le azioni di pressoflessione sono:

verifica a pressoflessione dei pali:		
	N [KN]	M [KNm]
cond 1	4114	891
cond 2	-357	891

Le verifiche con le due coppie di N-M ora calcolate sono riportati nella pagina seguente.



**5.2. Pila mobile 12**

Per quanto riguarda i carichi statici trasmessi alla testa pila, come si è già detto i valori sono reperibili nella relazione dell’impalcato, non essendo presenti in questo caso forze longitudinali in quanto in tale direzione il vincolo è di tipo mobile; quindi prima di passare ad effettuare le combinazioni e le verifiche bisogna solamente determinare quelle che sono le sollecitazioni generate dall’azione sismica trasversale.

**5.2.1. Analisi sismica semplificata trasversale**

Per la pila in esame è possibile effettuare l’analisi semplificata in quanto è verificata la condizione che la massa efficace della pila è inferiore ad 1/5 di quella dell’impalcato ad essa collegato, infatti considerando che direttamente sulla pila in esame gravano due campate da 30 m, si ha:

$$M_{IMP,30} = 743.37 \text{ KN}_m$$

$$M_{PILA} = 240.8 \text{ KN}_m$$

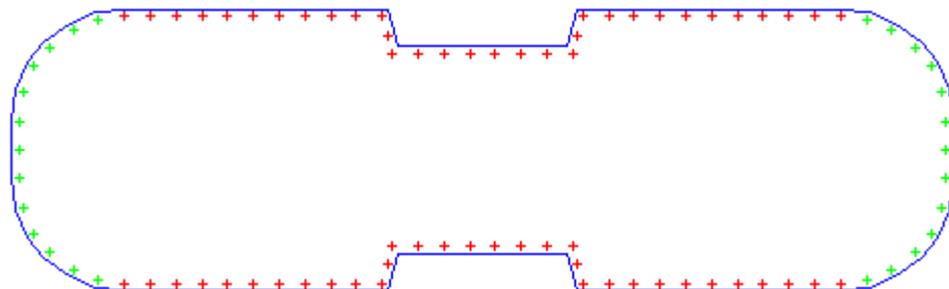
$$M_{PILA,eff} = 120.4 \text{ KN}_m$$

$$M_{IMP,trasv} = 743.37 \text{ KN}_m$$

Quindi nel complesso la massa sismica da considerare nell’analisi è:

$$M_{trasv} = 863.8 \text{ KN}_m$$

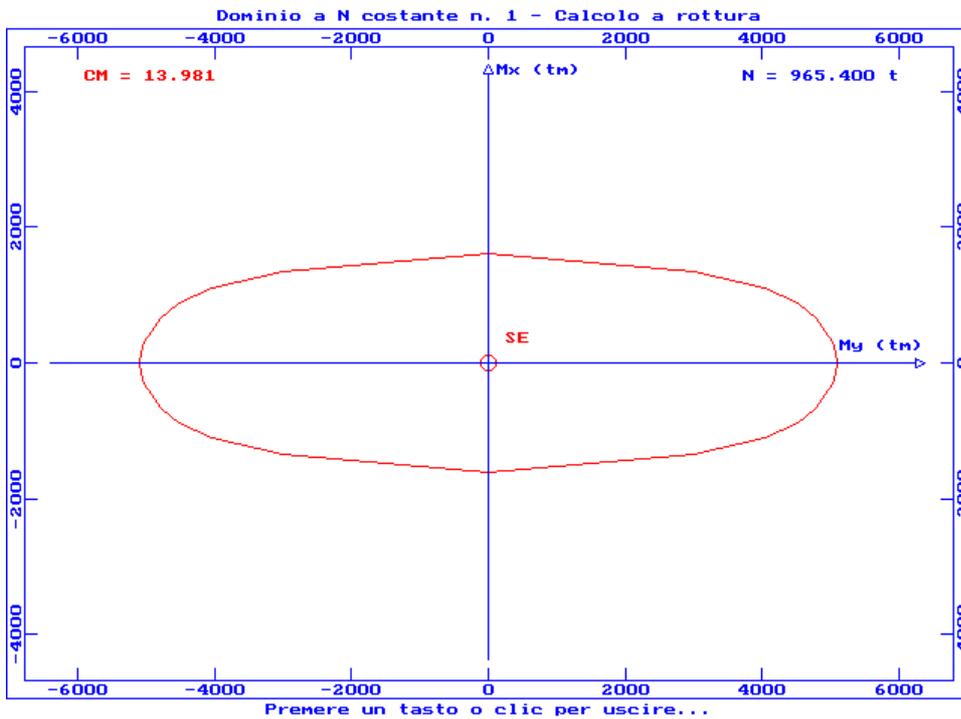
Considerando che sotto i carichi permanenti la N alla base della pila è pari a 9654 KN e che l’armatura è quella mostrata nell’immagine seguente (tutti i ferri sono D24):



si ha che i momenti resistenti trasversale di progetto è:

$$M_{Rd,trasv} = 50929 \text{ KNxm}$$

come si può vedere dal seguente dominio di resistenza:



Il periodo cade sicuramente sulla parte ad accelerazione costante del diagramma e quindi non è necessario sapere il valore per determinare quello dell'azione sismica.

- Per quanto riguarda la sollecitazione agli S.L.U. si ha che alla base della pila essa è pari a:  
 $F_t = M_{trav} \times S_{trav} = 863.8 \times 4.79 = 4138 \text{ KN}$       $M_1 = F_1 \times h = 4138 \times 11.7 = 48410 \text{ KNxm}$

Naturalmente lo spettro di progetto utilizzato è stato tagliato per il coefficiente di duttilità  $q$  della pila nella direzione trasversale, che corrisponde data la geometria della pila a 2.24.

Il coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo sotto tale azione sismica è pari a 1.05, confermando così il fatto delle spiccate caratteristiche duttili della pila.

Per quanto riguarda le fondazioni allo S.L.U. esse devono essere dimensionate con i valori delle sollecitazioni che vengono fuori dall'applicazione del metodo della Gerarchia delle Resistenze.

Quindi considerando il coefficiente di amplificazione per la sollecitazione trasversale:

$$\gamma_{0,t} = 1.148$$

si ha che le sollecitazioni da applicare alla base della pila per la verifica dei pali sono:

Sisma trasversale

$$N = 9654 \text{ KN}$$

$$M = 58466 \text{ KN x m}$$

$$T = 4997 \text{ KN}$$

- Per quanto riguarda la sollecitazione agli S.L.E. si ha che la forza prodotta applicata in testa alla pila è pari a:

$$F_t = 2118.5 \text{ KN}$$

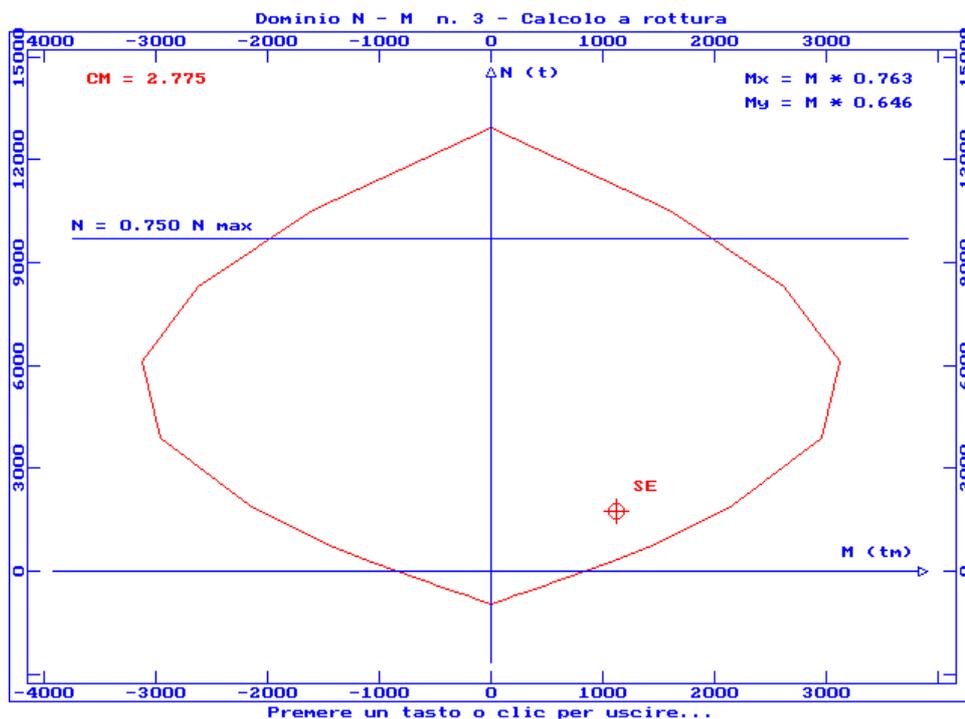
5.2.2. Verifiche alla base della pila

5.2.2.1. *S.L.U.*

Le sollecitazioni e i coefficienti di sicurezza in condizione sismiche sono stati già esposti nel paragrafo precedente quindi qui ci si sofferma sulla parte statica, dove i valori sono i seguenti:

slu	N	MI	Mt	TI	Tt
UI	14481	6132	6300	548	563
UII (1)	18804	6132	8531	548	338
UII (2)	17552	8588	7272	548	338
UII (3)	16799	6132	12573	548	338
UII (4)	16140	7460	9896	548	338
UIII (1)	18804	6132	6011	548	113
UIII (2)	17552	8588	4752	548	113
UIII (3)	16799	6132	10053	548	113
UIII (4)	16140	7460	7376	548	113

La combinazione che risulta essere la più gravosa è la UII(2), per la quale si ha comunque un coefficiente di sicurezza pari a 2.77, come si può notare dal dominio di resistenza seguente.

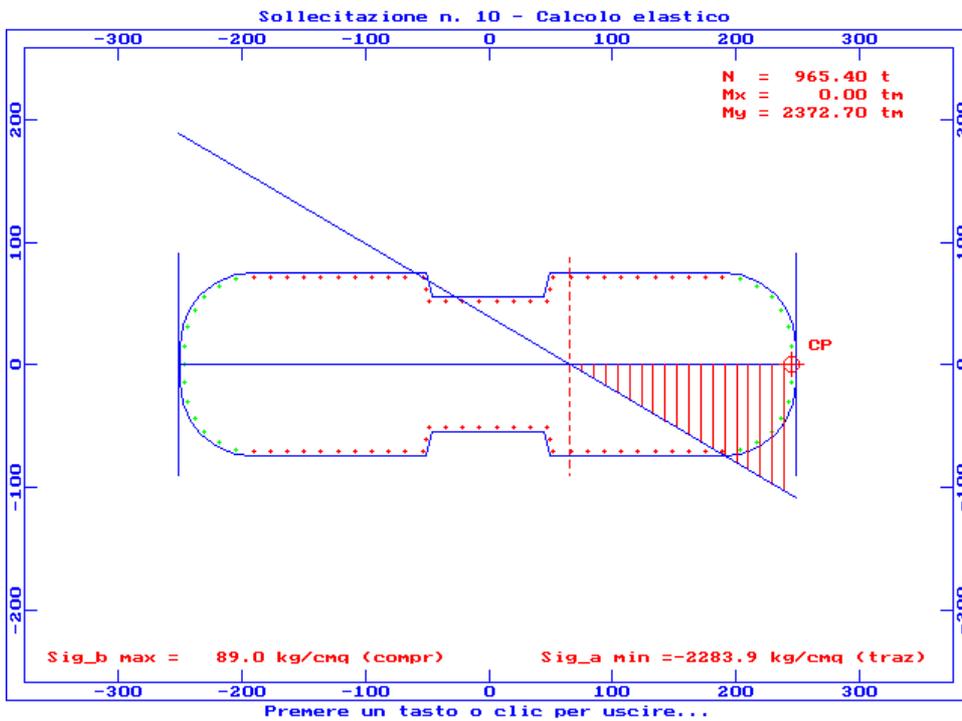
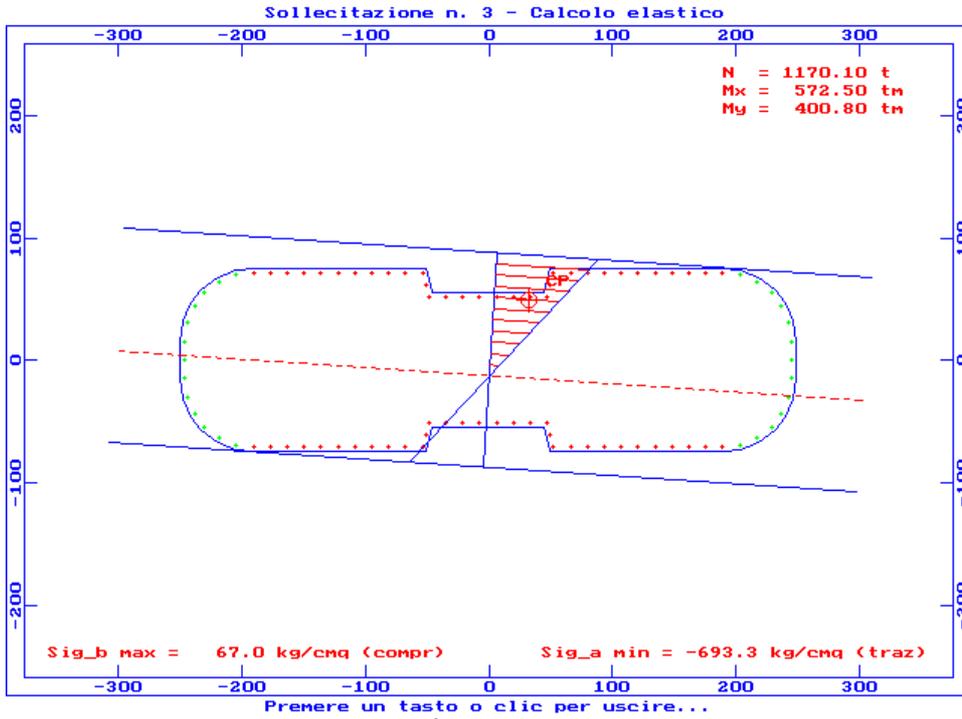


5.2.2.2. *S.L.E.*

Le sollecitazioni agenti alla base della pila sono:

sle	N	MI	Mt	TI	Tt
AI	9654	4088	4200	365	375
AII (1)	12536	4088	4847	365	150
AII (2)	11701	5725	4008	365	150
AII (3)	11199	4088	7542	365	150
AII (4)	10760	4973	5757	365	150
AIII (1)	12536	4088	4007	365	75
AIII (2)	11701	5725	3168	365	75
AIII (3)	11199	4088	6702	365	75
AIII (4)	10760	4973	4917	365	75
AV (trasv)	9654	0	23727	0	2119

Le combinazioni più gravose sono la AII (2) tra quelle in condizione statica e la AV (trasv) che è l'unica in condizione sismica; le loro verifiche sono riportate nell'ordine nella pagina seguente.



5.2.3. Verifiche dei pali

Di seguito sono riportate le sollecitazioni ad intradosso fondazione sia per lo S.L.U. che per lo S.L.E.

sle	N	MI	Mt	TI	Tt
AI	13031	4745	4875	365	375
AII (1)	15913	4745	5117	365	150
AII (2)	15078	6382	4278	365	150
AII (3)	14576	4745	7812	365	150
AII (4)	14137	5630	6027	365	150
AIII (1)	15913	4745	4142	365	75
AIII (2)	15078	6382	3303	365	75
AIII (3)	14576	4745	6837	365	75
AIII (4)	14137	5630	5052	365	75
AV (trasv)	13031	0	27541	0	2119

slu	N	MI	Mt	TI	Tt
UI	19547	7118	7313	548	563
UII (1)	23870	7118	9138	548	338
UII (2)	22617	9573	7880	548	338
UII (3)	21864	7118	13181	548	338
UII (4)	21206	8445	10503	548	338
UIII (1)	23870	7118	6213	548	113
UIII (2)	22617	9573	4955	548	113
UIII (3)	21864	7118	10256	548	113
UIII (4)	21206	8445	7578	548	113
Sisma Trasv GR	13031	0	67461	0	4997

Da essi si ottengono i seguenti valori dei carichi sui pali.

sle	1	2	3	4	5	6	T
AI	1550	1820	2091	2253	2523	2794	87
AII (1)	2016	2301	2585	2719	3004	3288	66
AII (2)	1803	2040	2278	2748	2986	3223	66
AII (3)	1644	2078	2512	2347	2781	3215	66
AII (4)	1604	1939	2274	2438	2773	3108	66
AIII (1)	2071	2301	2531	2774	3004	3234	62
AIII (2)	1857	2040	2224	2802	2986	3169	62
AIII (3)	1698	2078	2458	2401	2781	3161	62
AIII (4)	1659	1939	2220	2493	2773	3054	62
AV (trasv)	642	2172	3702	642	2172	3702	353

slu	1	2	3	4	5	6	T
UI	2324	2731	3137	3379	3785	4191	131
UII (1)	2943	3451	3959	3998	4506	5013	107
UII (2)	2623	3060	3498	4041	4479	4916	107
UII (3)	2385	3117	3849	3439	4171	4904	107
UII (4)	2325	2909	3492	3576	4160	4743	107
UIII (1)	3106	3451	3796	4160	4506	4851	93
UIII (2)	2785	3060	3336	4203	4479	4754	93
UIII (3)	2547	3117	3687	3602	4171	4741	93
UIII (4)	2488	2909	3330	3739	4160	4581	93
Sisma Trasv GR	-1576	2172	5920	-1576	2172	5920	833

Che utilizzando il metodo della linea elastica per il calcolo del momento agente sul palo danno come combinazioni più gravose le seguenti:

5.2.3.1. S.L.U.

dati geometrici del palo

$\Phi = 1200$  mm  
 cls Rck = 25 MPa

$E = 2,85E+07$  KN/m<sup>2</sup>

$J = 1,02E-01$  m<sup>4</sup>

Le azioni assiale ed orizzontale agenti in testa palo sono:

$N_{max} = 5.920$  KN

$H = 833$  KN

$N_{min} = -1.576$  KN

$H = 833$  KN

$H_{max} = 833$  KN

modulo di elasticità del terreno

$E_s = 30000$  KN/mq

tratto di palo libero

$h = 0$  m

vincolo testa palo

c

lunghezza elastica del palo

$L_o = 4,43$  m

momento flettente massimo testa pa

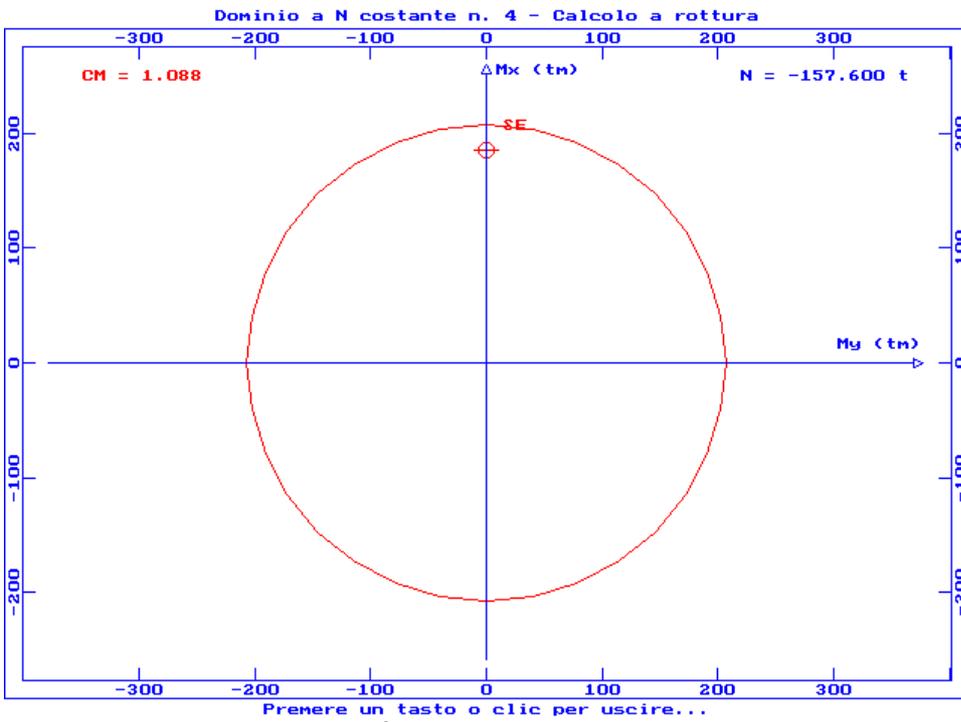
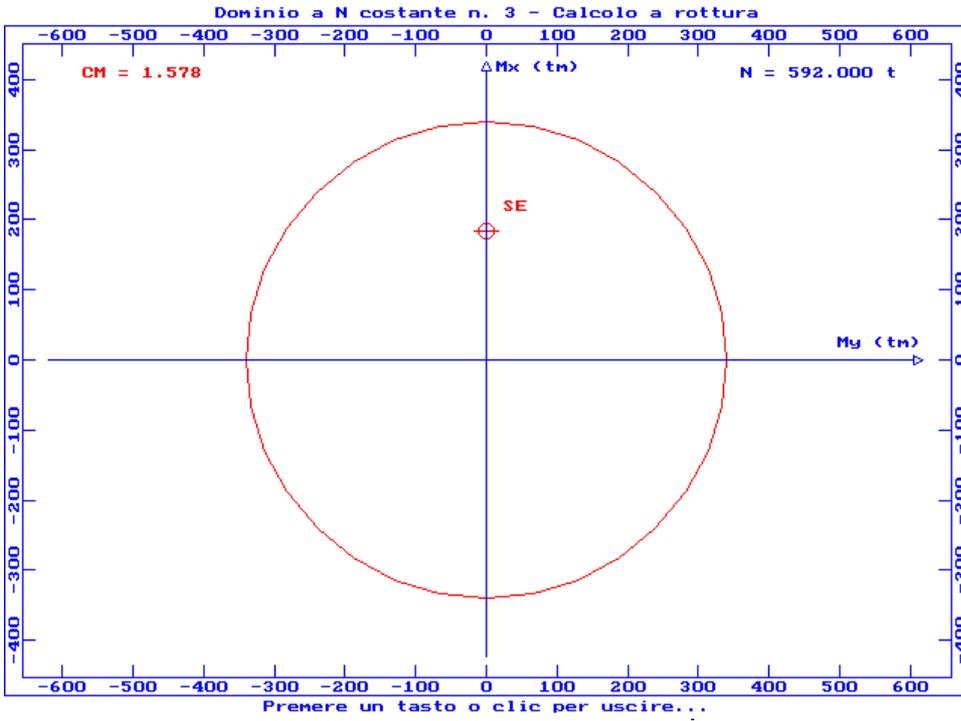
$M_{max} = 1847$  KNm

Da cui le azioni di pressoflessione sono:

verifica a pressoflessione dei pali:		
	N [KN]	M [KNm]
cond 1	5920	1847
cond 2	-1576	1847

I domini riportati nella pagina seguente rappresentano le verifiche con le due coppie di N-M ora calcolate.

I pali sono armati con uno strato da 30D26.



5.2.3.2. S.L.E.

dati geometrici del palo

$\Phi = 1200$  mm  
 cls Rck = 25 MPa

$E = 2,85E+07$  KN/m<sup>2</sup>  
 $J = 1,02E-01$  m<sup>4</sup>

Le azioni assiale ed orizzontale agenti in testa palo sono:

$N_{max} = 3.702$  KN  
 $H = 352$  KN

$N_{min} = 642$  KN  
 $H = 352$  KN

$H_{max} = 352$  KN

modulo di elasticità del terreno

$E_s = 30000$  KN/mq

tratto di palo libero

$h = 0$  m

vincolo testa palo

c

lunghezza elastica del palo

$L_o = 4,43$  m

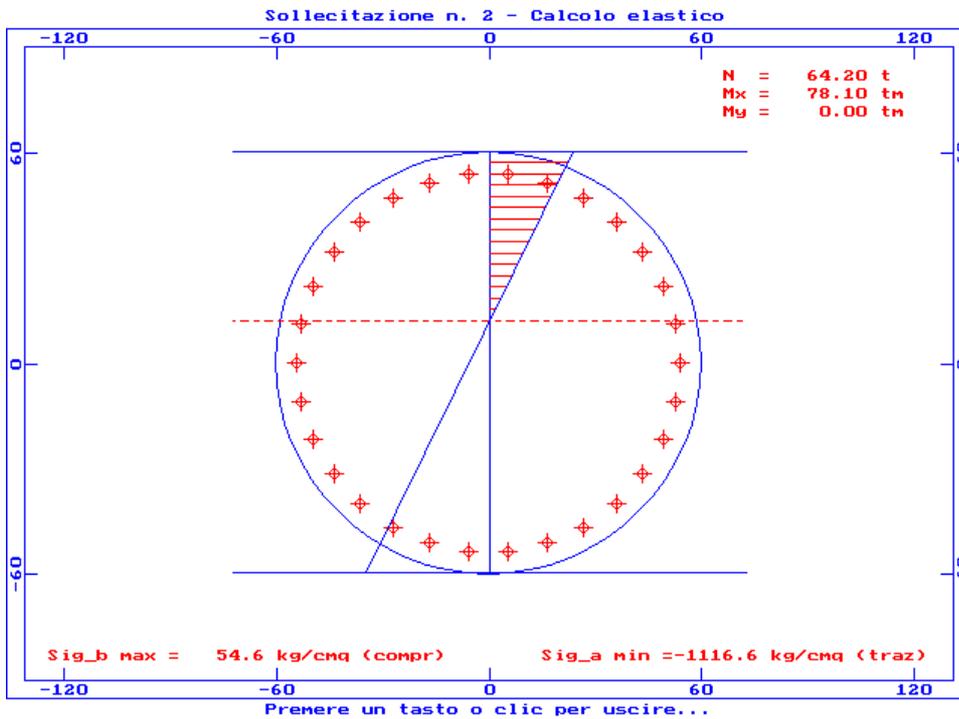
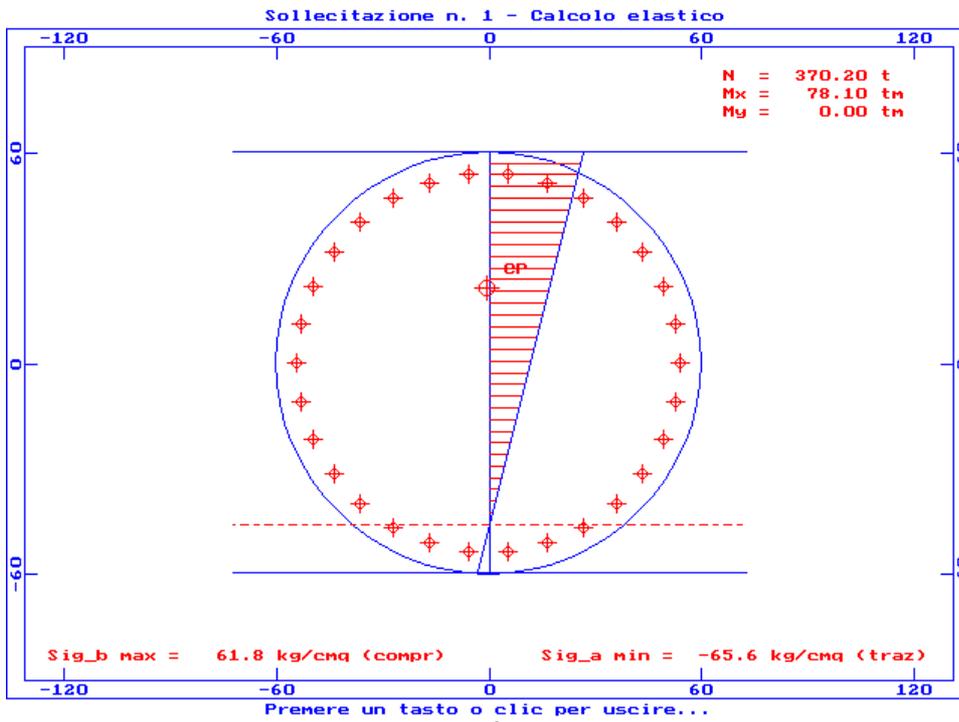
momento flettente massimo testa pa

$M_{max} = 781$  KNm

Da cui le azioni di pressoflessione sono:

verifica a pressoflessione dei pali:		
	N [KN]	M [KNm]
cond 1	3702	781
cond 2	642	781

Le verifiche con le due coppie di N-M ora calcolate sono riportati nella pagina seguente.



## 6. Le spalle

Nel presente capitolo vengono trattate le analisi e le verifiche delle spalle del viadotto in esame.

Per quanto riguarda le analisi dei carichi e la determinazione delle sollecitazioni provenienti dall'impalcato si rimanda, come già detto nella premessa, alle relazioni di questo, mentre per le azioni agenti direttamente sulla spalla (pesi e spinte) il procedimento con cui vengono calcolate le sollecitazioni verrà illustrato qui di seguito.

Dato il carattere di relazione di predimensionamento che riveste la presente i calcoli seguenti sono stati svolti esclusivamente nell'ottica di determinare gli effetti globali sulla spalla (sollecitazioni sui pali), in quanto gli elementi soggetti ad azioni a carattere più locale, che sono la paraghiaia, il muro frontale, i muri andatori, la platea di fondazione e dove presenti le bandiere in appendice ai muri andatori, sono stati dimensionati in modo che sicuramente non avranno problemi di sorta a soddisfare le verifiche.

Nelle analisi che seguiranno sono state utilizzate le seguenti caratteristiche dei terreni:

$$\gamma = 19 \text{ KN/mc}$$

$$C = 0$$

$$\Phi' = 38^\circ$$

e le spinte da essi procurate sono state calcolate come segue:

- In condizioni statiche si utilizza il coefficiente  $K_0$  di spinta a riposo
- In condizioni sismiche le forze possono essere così scritte:

$$F_{s,eq} = (M_{st} + M_{sol} + \gamma h^2) * PGA$$

dove  $M_{st}$  sono le masse strutturali e  $M_{sol}$  sono quelle non strutturali che possono essere considerate solidali come ad esempio finiture, il terzo termine in parentesi è la spinta delle terre su paramenti verticali e terrapieno orizzontale calcolata come da normativa (ricavata da Eurocodice 8). Il termine equivale a prendere una massa di terra di profondità pari all'altezza, essendo  $\gamma$  il peso di volume del terreno di rinterro.

Tale assunzione è stata introdotta, in alternativa al criterio finora utilizzato (Mononobe-Okabe), per le strutture rigide completamente vincolate quali possono essere le spalle su pali, nel caso cioè non si sviluppino nel terreno uno stato di spinta attiva.

Naturalmente tali condizioni che portano ad utilizzare un metodo di calcolo della spinta più gravoso è valido finché non si sviluppino nel terreno di fondazione fenomeni di plasticizzazione che portano a spostamenti o rotazioni che innescano l'attivazione della spinta attiva; quindi in pratica si può affermare che tale metodo è valido per sismi da stato limite di esercizio, che è quanto faremo per le spalle in questa fase di predimensionamento.

Le verifiche ovviamente verranno condotte in modo da assicurarsi che per tale evento le strutture di progetto non subiscano danni (verifiche allo stato limite di danno, le strutture devono rimanere in campo elastico).

Il periodo di ritorno assunto per questo evento è quello indicato dall'Eurocodice 8 di 95 anni, da cui è possibile ricavare un'intensità attesa per questo evento sismico a partire da quella specificata in normativa per l'evento distruttivo con periodo di ritorno pari a 475 anni, l'espressione utilizzata per scalare l'accelerazione massima attesa al suolo (PGA) è la seguente:

$$PGA_{95} = PGA_{475} * (95/475)^{0.35} = 0.57 PGA_{475}$$

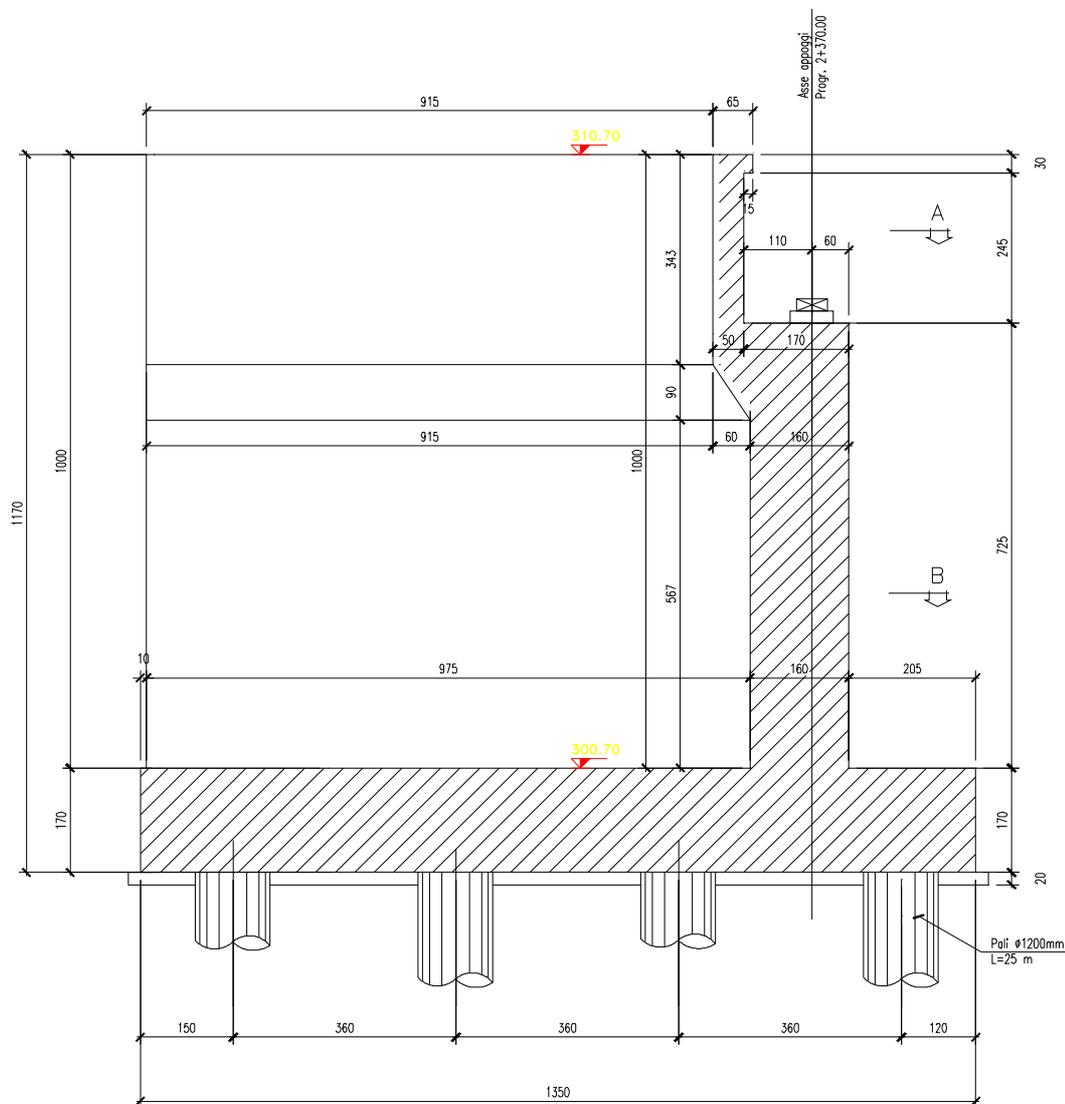
Da notare che, non avendosi dati storici sufficienti per una analisi rigorosa, si è assunto un valore prudenziale per l'esponente della formula precedente all'interno di un range suggerito dall'Eurocodice stesso.

In definitiva per il terremoto con periodo di ritorno di 95 anni si assume per l'area di progetto (I categoria) un  $PGA = 0.2 g$ .

Passiamo ora ai calcoli relativi alle due spalle:

### 6.1. Spalla A

Riportiamo prima di esporre i calcoli due immagini illustrative della geometria della spalla.





6.1.1. Analisi dei carichi

I carichi agenti possono dividersi in quelli trasmessi dall'impalcato alla spalla ed in quelli dovuti al peso proprio di questa e alle azioni agenti a tergo di essa.

I momenti calcolati nei paragrafi seguenti sono determinati rispetto al baricentro dell'intradosso della fondazione.

**PESO PROPRIO DELLA STRUTTURA**

ELEMENTO	b <sub>i</sub> [m]	Area	b <sub>t</sub> [m]	h [m]	V [m <sup>3</sup> ]	P [kN]	e <sub>i</sub> [m]	e <sub>t</sub> [m]	e <sub>v</sub> [m]	m <sub>i</sub> [kN m]	m <sub>t</sub> [kN m]
Muro frontale	1,60	-	13,30	7,25	154,28	3857,0	3,49	0,00	5,33	13460,9	0,0
Paraghiaia (con H min)	0,50	-	13,30	2,75	18,29	457,2	2,34	0,00	10,33	1069,8	0,0
Paraghiaia(tratto variabile)+ area dente	0,00	0,60	13,30	0,00	7,98	199,5	2,34	0,00	10,33	466,8	0,0
Muri andatori inferiori	9,75	0,00	2,00	6,57	128,12	3202,9	-2,19	0,00	4,99	-7014,3	0,0
Muro andatorio superiore SX	9,15	-	0,50	3,43	15,69	392,3	-2,49	6,40	9,99	-976,8	2510,8
Muro andatorio superiore DX	9,15	-	0,50	3,43	15,69	392,3	-2,49	-6,40	9,99	-976,8	-2510,8
Platea di fondazione	13,50	-	13,70	1,70	314,42	7860,4	-0,41	0,00	0,85	-3222,8	0,0
						<b>16361,6</b>				<b>2806,8</b>	<b>0,0</b>

Distanza bordo interno muro frontale dal baricentro della palificata

d<sub>i</sub>= 2,69 m

6.1.1.1. *Pesi propri degli elementi della spalla*

6.1.1.2. *Peso del riempimento sulla zattera di fondazione*

**PESO DEL RIEMPIMENTO SULLA ZATTERA DI FONDAZIONE**

ELEMENTO	b <sub>i</sub> [m]	Area	b <sub>t</sub> [m]	h [m]	V [m <sup>3</sup> ]	P [kN]	e <sub>i</sub> [m]	e <sub>t</sub> [m]	e <sub>v</sub> [m]	m <sub>i</sub> [kN m]	m <sub>t</sub> [kN m]
riempimento interno H min (misto ceme)	-	113,57	-	3,88	440,7	8372,4	-2,49	0	9,76	-20847,2	0,0
riempimento interno (terreno da rilevato)	-	110,9	-	6,12	678,5	12890,8	-2,19	0	4,76	-28230,9	0,0
						<b>21263,2</b>				<b>-49078,1</b>	<b>0,0</b>

6.1.1.3. *Peso dei sovraccarichi permanenti sulla spalla*

**SOVRACCARICHI PERMANENTI**

ELEMENTO	L (m)	Area (m)	γ [KN/m <sup>3</sup> ]	γ [KN/m <sup>2</sup> ]	γ [KN/m]	P [kN]	e <sub>i</sub> [m]	e <sub>t</sub> [m]	e <sub>v</sub> [m]	m <sub>i</sub> [kN m]	m <sub>t</sub> [kN m]
Pavimentazione	-	113,57	-	2,5	-	283,9	-2,49	0	10,05	-707,0	0,0
Barriere*2	9,8	-	-	-	1,50	29,4	-2,16	0	10,70	-63,5	0,0
Velette*2	9,8	-	-	-	3,25	63,7	-2,16	0	9,95	-137,6	0,0
						<b>377,0</b>				<b>-908,1</b>	<b>0,0</b>

6.1.1.4. *Peso degli accidentali sulla spalla*

**ACCIDENTALI**

ELEMENTO	L (m)	Area (m)	γ [KN/m <sup>3</sup> ]	γ [KN/m <sup>2</sup> ]	γ [KN/m]	P [kN]	e <sub>i</sub> [m]	e <sub>t</sub> [m]	e <sub>v</sub> [m]	m <sub>i</sub> [kN m]	m <sub>t</sub> [kN m]
Sovraccarico	-	113,57	-	20	-	2271,4	-2,49	0	-	-5655,8	0,0

6.1.1.5. *Spinta del terreno a tergo della spalla*

**SPINTA DEL TERRENO**

γ <sub>terr</sub> [KN/m <sup>3</sup> ]	φ [°]	K0	H <sub>sp</sub> [m]	b <sub>sp</sub> [m]	F [kN]	e <sub>v</sub> [m]	m <sub>i</sub> [kN m]
19	38	0,38	11,70	13,3	6701	3,90	25971

6.1.1.6. *Spinta dovuta ai sovraccarichi permanenti a tergo della spalla*

**SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO PERMANENT**

φ [°]	K0	H <sub>sp</sub> [m]	q(KN/m)	F [kN]	e <sub>v</sub> [m]	m <sub>i</sub> [kN m]
38	0,38	11,70	30,75	138	5,85	809

6.1.1.7. Spinta dovuta ai sovraccarichi accidentali 20 KN/mq

<b>SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO ACCIDENTALE 20 KN/mq</b>						
$\phi$ [°]	K0	H <sub>sp</sub> [m]	q(KN/m)	F [kN]	e <sub>v</sub> [m]	m <sub>i</sub> [kN m]
38	0,38	11,7	246	<b>1106</b>	5,85	<b>6471</b>

6.1.1.8. Spinta in fase sismica del terreno

$F_{s,eq} = 6918 \text{ KN}$     $e_v = 5.85 \text{ m}$     $M_{s,eq} = 40473 \text{ KNxm}$

6.1.1.9. Azione sismica sulle masse della spalla

**PESO PROPRIO SPALLA E PERMANENTI PORTATI**

ELEMENTO	P [kN]	e <sub>v</sub> [m]	m <sub>i</sub> (kg)	m e <sub>v</sub>
Muro frontale	<b>3857,0</b>	5,33	<b>39317</b>	209363
Paraghiaia (con H min)	<b>457,2</b>	10,33	<b>4660</b>	48119
Paraghiaia(tratto variabile)+ area dente	<b>199,5</b>	10,33	<b>2034</b>	20997
Muri andatori inferiori	<b>3202,9</b>	4,99	<b>32649</b>	162756
Muro andatorio superiore SX	<b>392,3</b>	9,99	<b>3999</b>	39930
Muro andatorio superiore DX	<b>392,3</b>	9,99	<b>3999</b>	39930
Muro in c.a. in SX	<b>0,0</b>	0,00	<b>0</b>	0
Parte rimanente del marciapiede in SX	<b>0,0</b>	0,00	<b>0</b>	0
Parte rimanente del cordolo in DX	<b>0,0</b>	0,00	<b>0</b>	0
Platea di fondazione	<b>7860</b>	0,85	<b>80126</b>	68107
Pavimentazione	<b>283,9</b>	10,05	<b>2894</b>	29087
Barriere*2	<b>29,4</b>	10,70	<b>300</b>	3207
Velette*2	<b>63,7</b>	9,95	<b>649</b>	6461
	<b>16739</b>		<b>170628</b>	<b>627958</b>
				<b>z=b<sub>v</sub></b>
				<b>3,68</b>

$b_v = (\sum m_i e_{vi}) / (\sum m_i)$

Riportiamo il calcolo del baricentro delle masse:

$F_s = 3348 \text{ KN}$     $M_s = 12321 \text{ KNxm}$

I valori calcolati in questo paragrafo valgono sia in senso longitudinale che trasversale alla spalla.

6.1.1.10. Azioni provenienti dall'impalcato

Nella tabella seguente vengono riportate le azioni trasmesse dall'impalcato alla spalla attraverso gli apparecchi d'appoggio.

	N	Ml	Mt	Tl	Tt
pp+port	1390	5129			
Acc N-Ml	1620	5978	1990		
Acc Mt l-M	876	3232	3067		
Acc Mt l	876	3232	3067		
Vento					127
Sisma l				0	
Sisma t					6
Attr				90	

6.1.2. Determinazione delle sollecitazioni e verifiche

In questo paragrafo si determinano le sollecitazioni sui pali e si effettua la loro verifica strutturale agli S.L.E..

6.1.2.1. *Sollecitazioni all'intradosso fondazione combinate*

**Spalla**

sle	N	MI	Mt	TI	Tt
AI	38002	-20399	0	6840	0
All (2)	40273	-19584	0	7946	0
All (3)	40273	-19584	0	7946	0
All (4)	38002	-20399	0	6840	0
AIII (2)	40273	-19584	0	7946	0
AIII (3)	40273	-19584	0	7946	0
AIII (4)	38002	-20399	0	6840	0
AV (long)	38002	6423	0	10404	0
AV (trasv)	38002	-20399	12321	6840	3348

**Impalcato**

sle	N	MI	Mt	TI	Tt
AI	1390	5956	1162	90	127
All (2)	3010	11934	2455	90	51
All (3)	2266	9188	3532	90	51
All (4)	2266	9188	3532	90	51
AIII (2)	3010	11934	2222	90	25
AIII (3)	2266	9188	3299	90	25
AIII (4)	2266	9188	3299	90	25
AV (long)	1390	5129	0	0	0
AV (trasv)	1390	5129	55	0	6

6.1.2.2. *Combinazioni di verifica intradosso fondazioni*

sle	N	MI	Mt	TI	Tt
AI	39392	-14443	1162	6930	127
All (2)	43283	-7650	2455	8036	51
All (3)	42539	-10395	3532	8036	51
All (4)	40268	-11211	3532	6930	51
AIII (2)	43283	-7650	2222	8036	25
AIII (3)	42539	-10395	3299	8036	25
AIII (4)	40268	-11211	3299	6930	25
AV (long)	39392	11552	0	10404	0
AV (trasv)	39392	-15270	12375	6840	3354

6.1.2.3. Sollecitazioni sui pali

sl	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	T
AI	3198	3175	3152	2980	2957	2934	2911	2738	2715	2692	2519	2496	2473	2450	495
AII (2)	3332	3283	3235	3234	3186	3137	3088	3088	3039	2991	2991	2942	2893	2844	574
AII (3)	3369	3299	3229	3238	3168	3098	3028	3038	2968	2897	2907	2837	2767	2697	574
AII (4)	3227	3157	3087	3083	3013	2943	2873	2870	2800	2730	2726	2656	2586	2516	495
AIII (2)	3327	3283	3239	3227	3183	3139	3095	3083	3039	2995	2984	2940	2895	2851	574
AIII (3)	3364	3299	3233	3231	3166	3100	3035	3033	2968	2902	2900	2835	2769	2704	574
AIII (4)	3223	3157	3092	3077	3011	2946	2880	2865	2800	2734	2719	2654	2588	2523	495
AV (long)	2524	2524	2524	2708	2708	2708	2708	2893	2893	2893	3077	3077	3077	3077	743
AV (trasv)	3442	3196	2951	3321	3076	2830	2584	2955	2709	2464	2834	2589	2343	2098	544

**Valori massimi**

	Nmax (KN)	T (KN)	Nmin	
Condizioni statiche				
	2450	495		
	3369	574	2697	
Condizioni sismiche		544	2098	Sisma t
	3442	544		Sisma t
	3077	743		Sisma l
		743	2524	Sisma l

6.1.2.4. *Determinazione delle sollecitazioni di verifica sui pali tramite il metodo della linea elastica*

dati geometrici del palo

$\Phi = 1200$  mm  
 cls Rck = 25 MPa

$E = 2,85E+07$  KN/m<sup>2</sup>  
 $J = 1,02E-01$  m<sup>4</sup>

Le azioni assiale ed orrizzontale agenti in testa palo sono:

$N_{max} = 3.077$  KN  
 $H = 743$  KN

$N_{min} = 2.524$  KN  
 $H = 743$  KN

$H_{max} = 743$  KN

modulo di elasticità del terreno  
 tratto di palo libero  
 vincolo testa palo

$E_s = 30000$  KN/mq  
 $h = 0$  m

**c**

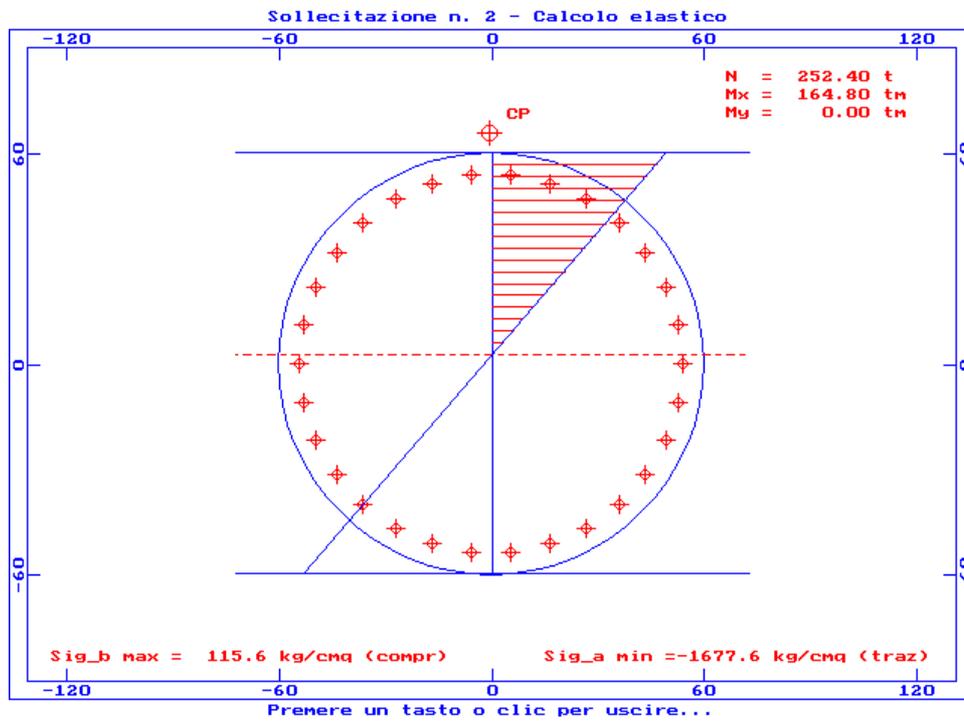
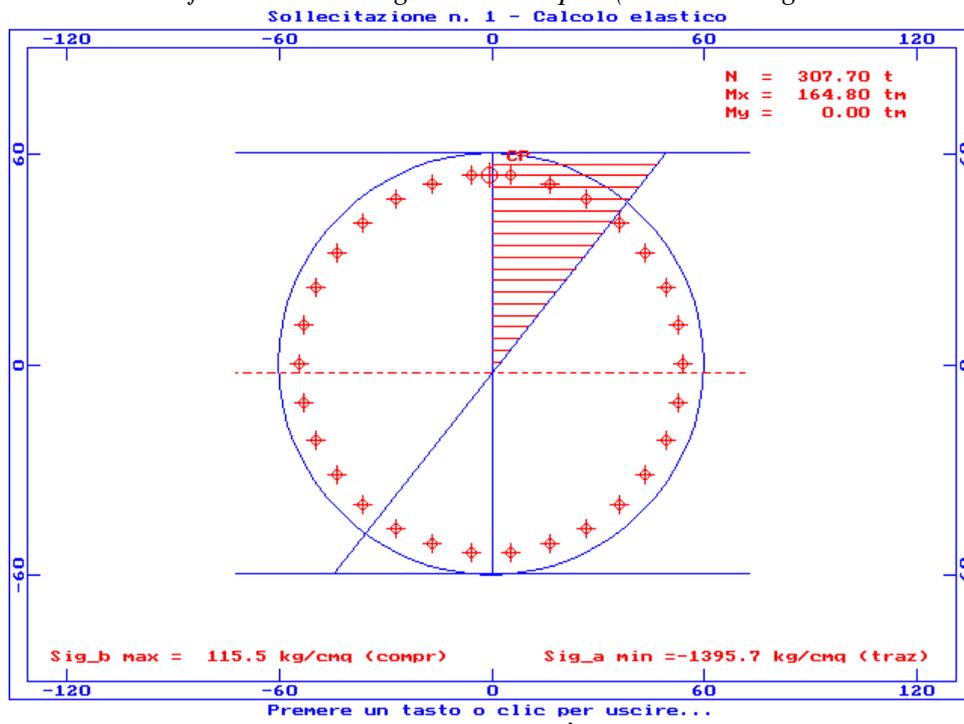
lunghezza elastica del palo  
 momento flettente massimo testa pa

$L_o = 4,43$  m  
 $M_{max} = 1648$  KNm

Da cui le azioni di pressoflessione sono:

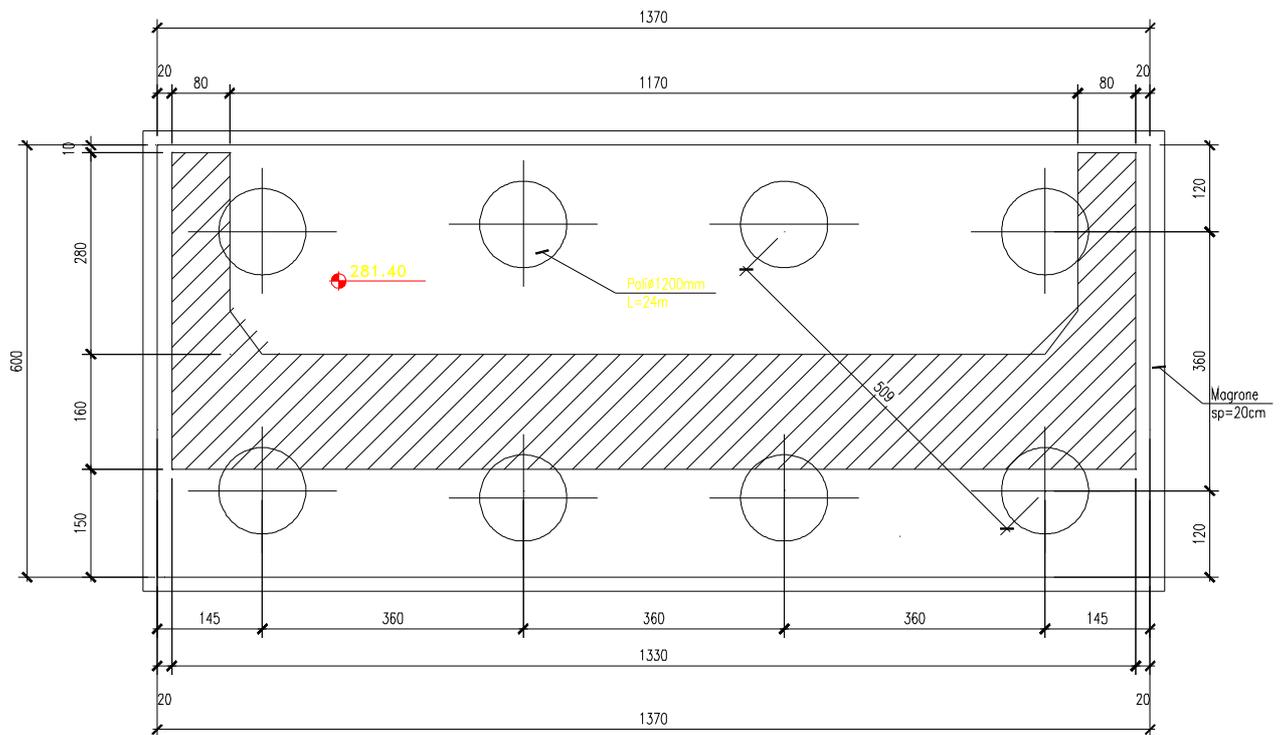
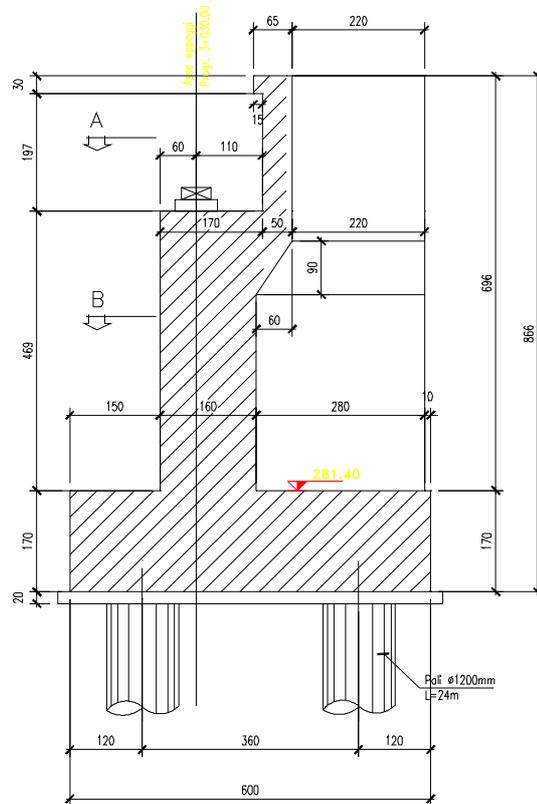
verifica a pressoflessione dei pali:		
	N [KN]	M [KNm]
cond 1	3077	1648
cond 2	2524	1648

6.1.2.5. Verifiche strutturali agli S.L.E. dei pali (armatura longitudinale 30D26)



**6.2. Spalla B**

Riportiamo prima di esporre i calcoli due immagini illustrative della geometria della spalla.



6.2.1. Analisi dei carichi

I carichi agenti possono dividersi in quelli trasmessi dall'impalcato alla spalla ed in quelli dovuti al peso proprio di questa e alle azioni agenti a tergo di essa.

I momenti calcolati nei paragrafi seguenti sono determinati rispetto al baricentro dell'intradosso della fondazione.

6.2.1.1. *Pesi propri degli elementi della spalla*

**PESO PROPRIO DELLA STRUTTURA**

ELEMENTO	b <sub>l</sub> [m]	Area	b <sub>t</sub> [m]	h [m]	V [m <sup>3</sup> ]	P [kN]	e <sub>l</sub> [m]	e <sub>t</sub> [m]	e <sub>v</sub> [m]	m <sub>l</sub> [kN m]	m <sub>t</sub> [kN m]
Muro frontale	1,60	-	13,30	4,70	100,02	2500,4	0,70	0,00	4,05	1750,3	0,0
Paraghiaia (con H min)	0,50	-	13,30	2,26	15,03	375,7	-0,45	0,00	7,53	-169,1	0,0
Paraghiaia(tratto variabile)+ area dente	0,00	0,60	13,30	0,00	7,98	199,5	-0,45	0,00	7,53	-89,8	0,0
Muri andatori inferiori	2,80	0,00	1,60	4,20	18,82	470,4	-1,55	0,00	3,80	-729,1	0,0
Muro andatorio superiore SX	4,70	-	0,50	2,76	6,49	162,2	-1,80	6,25	7,28	-291,9	1013,4
Muro andatorio superiore DX	4,70	-	0,50	2,76	6,49	162,2	-1,80	-6,25	7,28	-291,9	-1013,4
Platea di fondazione	6,00	-	13,70	1,70	139,74	3493,5	0,00	0,00	0,85	0,0	0,0
						<b>7363,8</b>				<b>178,6</b>	<b>0,0</b>

Distanza bordo interno muro frontale dal baricentro platea di fondazione

d<sub>l</sub>= -0,1 m

6.2.1.2. *Peso del riempimento sulla zattera di fondazione*

**PESO DEL RIEMPIMENTO SULLA ZATTERA DI FONDAZIONE**

ELEMENTO	b <sub>l</sub> [m]	Area	b <sub>t</sub> [m]	h [m]	V [m <sup>3</sup> ]	P [kN]	e <sub>l</sub> [m]	e <sub>t</sub> [m]	e <sub>v</sub> [m]	m <sub>l</sub> [kN m]	m <sub>t</sub> [kN m]
riempimento interno Hmin (misto ceme)	-	28,35	-	2,76	78,2	1486,7	-1,8	0	7,28	-2676,0	0,0
riempimento interno (terreno da rilevato)	-	33,8	-	4,20	142,1	2699,6	-1,55	0	3,80	-4184,4	0,0
						<b>4186,3</b>				<b>-6860,4</b>	<b>0,0</b>

6.2.1.3. *Peso dei sovraccarichi permanenti sulla spalla*

**SOVRACCARICHI PERMANENTI**

ELEMENTO	L (m)	Area (m)	γ [KN/m <sup>3</sup> ]	γ [KN/m <sup>2</sup> ]	γ [KN/m]	P [kN]	e <sub>l</sub> [m]	e <sub>t</sub> [m]	e <sub>v</sub> [m]	m <sub>l</sub> [kN m]	m <sub>t</sub> [kN m]
Pavimentazione	-	28,35	-	2,5	-	70,9	-1,8	0	7,00	-127,6	0,0
Barriere*2	2,85	-	-	-	1,50	8,6	-1,47	0	7,65	-12,6	0,0
Velette*2	2,85	-	-	-	3,25	18,5	-1,47	0	6,90	-27,2	0,0
						<b>98,0</b>				<b>-167,4</b>	<b>0,0</b>

6.2.1.4. *Peso degli accidentali sulla spalla*

**ACCIDENTALI**

ELEMENTO	L (m)	Area (m)	γ [KN/m <sup>3</sup> ]	γ [KN/m <sup>2</sup> ]	γ [KN/m]	P [kN]	e <sub>l</sub> [m]	e <sub>t</sub> [m]	e <sub>v</sub> [m]	m <sub>l</sub> [kN m]	m <sub>t</sub> [kN m]
Sovraccarico	-	28,35	-	20	-	567,0	-1,45	0	-	-822,2	0,0

6.2.1.5. *Spinta del terreno a tergo della spalla*

**SPINTA DEL TERRENO**

γ <sub>terr</sub> [KN/m <sup>3</sup> ]	φ [°]	K0	H <sub>sp</sub> [m]	b <sub>sp</sub> [m]	F [kN]	e <sub>v</sub> [m]	m <sub>l</sub> [kN m]
19	38	0,38	8,66	13,3	3681	2,89	10546

6.2.1.6. *Spinta dovuta ai sovraccarichi permanenti a tergo della spalla*

**SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO PERMANENTE**

φ [°]	K0	H <sub>sp</sub> [m]	q [KN/m]	F [kN]	e <sub>v</sub> [m]	m <sub>l</sub> [kN m]
38	0,38	8,66	30,75	102	4,33	443

6.2.1.7. Spinta dovuta ai sovraccarichi accidentali 20 KN/mq

<b>SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO ACCIDENTALE 20 KN</b>						
$\phi$ [°]	K0	H <sub>sp</sub> [m]	q(KN/m)	F [kN]	e <sub>v</sub> [m]	m <sub>i</sub> [kN m]
38	0,38	8,66	246	<b>819</b>	4,33	<b>3545</b>

6.2.1.8. Spinta in fase sismica del terreno

$F_{s,eq} = 3790 \text{ KN}$     $e_v = 4.33 \text{ m}$     $M_{s,eq} = 16412 \text{ KNxm}$

6.2.1.9. Azione sismica sulle masse della spalla

Riportiamo il calcolo del baricentro delle masse:

**PESO PROPRIO SPALLA E PERMANENTI PORTATI**

ELEMENTO	P [kN]	e <sub>v</sub> [m]	m <sub>i</sub> (kg)	m e <sub>v</sub>
Muro frontale	<b>2500,4</b>	4,05	<b>25488</b>	103228
Paragliaia (con H min)	<b>375,7</b>	7,53	<b>3830</b>	28840
Paragliaia(tratto variabile)+ area dente	<b>199,5</b>	7,53	<b>2034</b>	15313
Muri andatori inferiori	<b>470,4</b>	3,80	<b>4795</b>	18221
Muro andatorio superiore SX	<b>162,2</b>	7,28	<b>1653</b>	12033
Muro andatorio superiore DX	<b>162,2</b>	7,28	<b>1653</b>	12033
Muro in c.a. in SX	<b>0,0</b>	0,00	<b>0</b>	0
Parte rimanente del marciapiede in SX	<b>0,0</b>	0,00	<b>0</b>	0
Parte rimanente del cordolo in DX	<b>0,0</b>	0,00	<b>0</b>	0
Platea di fondazione	<b>3494</b>	0,85	<b>35612</b>	30270
Pavimentazione	<b>70,9</b>	7,00	<b>722</b>	5057
Barriere*2	<b>8,6</b>	7,65	<b>87</b>	667
Velette*2	<b>18,5</b>	6,90	<b>189</b>	1303
	<b>7462</b>		<b>76063</b>	<b>226966</b>
				<b>z=b<sub>v</sub></b>
				<b>2,98</b>

$b_v = (\sum m_i e_{vi}) / (\sum m_i)$

$F_s = 1492 \text{ KN}$     $M_s = 4453 \text{ KNxm}$

I valori calcolati in questo paragrafo valgono sia in senso longitudinale che trasversale alla spalla.

6.2.1.10. Azioni provenienti dall'impalcato

Nella tabella seguente vengono riportate le azioni trasmesse dall'impalcato alla spalla attraverso gli apparecchi d'appoggio.

	N	Ml	Mt	Tl	Tt
pp+port	2809	2528			
Acc N-Ml	1809	1628	2164		
Acc Mt l-Ml	1017	915	3752		
Acc Mt l	1017	915	3752		
Vento					157
Sisma l				0	
Sisma t					845
Attr				183	

**6.2.2. Determinazione delle sollecitazioni e verifiche**

In questo paragrafo si determinano le sollecitazioni sui pali e si effettua la loro verifica strutturale agli S.L.E..

**6.2.2.1. *Sollecitazioni all'intradosso fondazione combinate***

**Spalla**

sle	N	MI	Mt	TI	Tt
AI	11648	4140	0	3783	0
All (2)	12215	6863	0	4602	0
All (3)	12215	6863	0	4602	0
All (4)	11648	4140	0	3783	0
AIII (2)	12215	6863	0	4602	0
AIII (3)	12215	6863	0	4602	0
AIII (4)	11648	4140	0	3783	0
AV (long)	11648	14459	0	5385	0
AV (trasv)	11648	4140	4453	3783	1492

**Impalcato**

sle	N	MI	Mt	TI	Tt
AI	2809	3733	1033	183	157
All (2)	4618	5361	2577	183	63
All (3)	3826	4648	4165	183	63
All (4)	3826	4648	4165	183	63
AIII (2)	4618	5361	2371	183	31
AIII (3)	3826	4648	3959	183	31
AIII (4)	3826	4648	3959	183	31
AV (long)	2809	2528	0	0	0
AV (trasv)	2809	2528	5577	0	845

**6.2.2.2. *Combinazioni di verifica intradosso fondazioni***

sle	N	MI	Mt	TI	Tt
AI	14457	7873	1033	3966	157
All (2)	16833	12224	2577	4784	63
All (3)	16041	11511	4165	4784	63
All (4)	15474	8788	4165	3966	63
AIII (2)	16833	12224	2371	4784	31
AIII (3)	16041	11511	3959	4784	31
AIII (4)	15474	8788	3959	3966	31
AV (long)	14457	16987	0	5385	0
AV (trasv)	14457	6668	10030	3783	2337

6.2.2.3. Sollecitazioni sui pali

sl	1	2	3	4	5	6	7	8	T
AI	1217	1246	1275	1303	2311	2340	2368	2397	496
All (2)	1148	1219	1291	1363	2846	2917	2989	3060	598
All (3)	1032	1148	1264	1379	2631	2747	2862	2978	598
All (4)	1150	1266	1382	1498	2371	2487	2602	2718	496
All (2)	1156	1222	1288	1354	2854	2920	2986	3052	598
All (3)	1041	1151	1261	1371	2640	2750	2859	2969	598
All (4)	1159	1269	1379	1489	2380	2490	2600	2709	496
AV (long)	627	627	627	627	2987	2987	2987	2987	673
AV (trasv)	926	1205	1483	1762	1852	2131	2409	2688	556

**Valori massimi**

	N (kN)	T (kN)	
Condizioni statiche			
	3060	598	
	1032	598	
Condizioni sismiche	2688	556	Sisma t
	926	556	Sisma t
	2987	673	Sisma l
	627	673	Sisma l

6.2.2.4. *Determinazione delle sollecitazioni di verifica sui pali tramite il metodo della linea elastica*

dati geometrici del palo

$\Phi = 1200$  mm  
 cls Rck = 25 MPa

$E = 2,85E+07$  KN/m<sup>2</sup>  
 $J = 1,02E-01$  m<sup>4</sup>

Le azioni assiale ed orizzontale agenti in testa palo sono:

**Nmax** = 2.987 KN  
**H** = 673 KN

**Nmin** = 627 KN  
**H** = 673 KN

**Hmax** = 673 KN

modulo di elasticità del terreno

**Es** = 30000 KN/mq

tratto di palo libero

**h** = 0 m

vincolo testa palo

**c**

lunghezza elastica del palo

**Lo** = 4,43 m

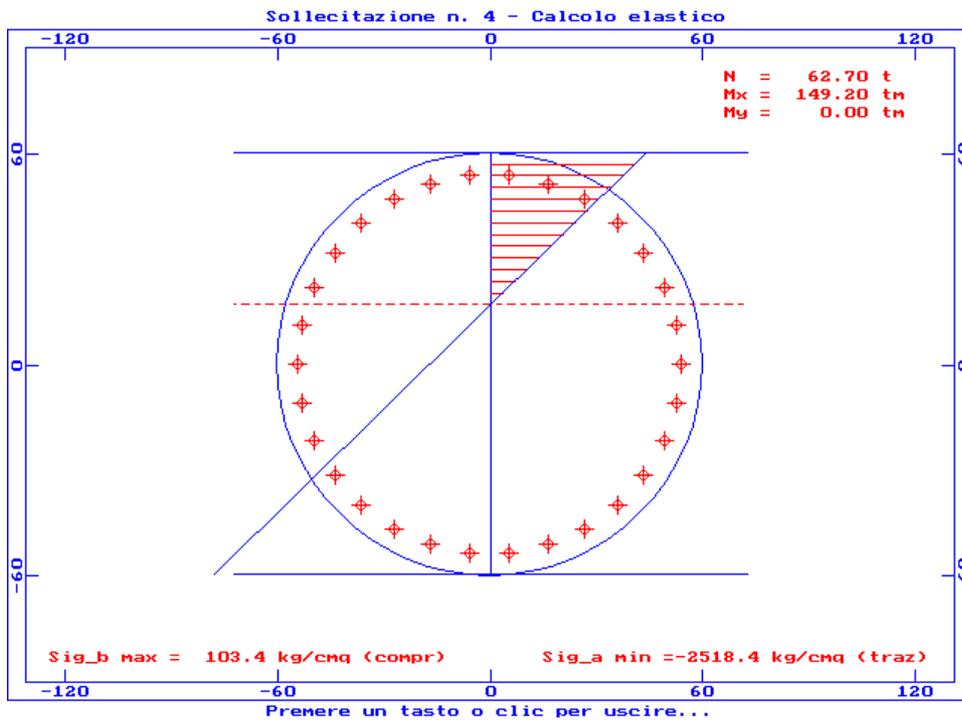
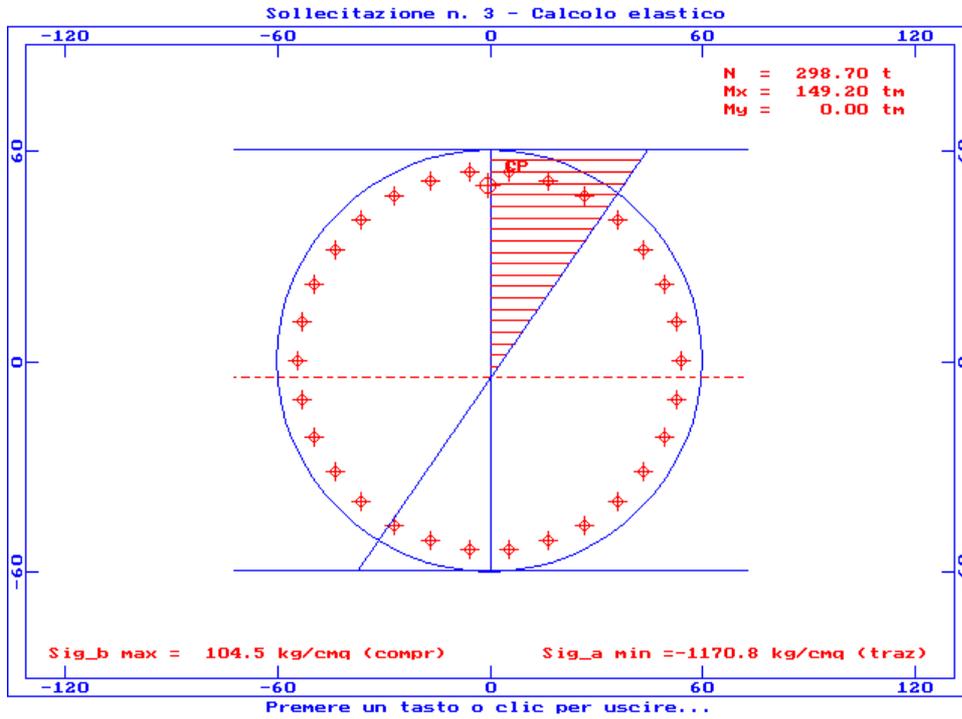
momento flettente massimo testa pa

**Mmax** = 1492 KNm

Da cui le azioni di pressoflessione sono:

verifica a pressoflessione dei pali:		
	N [KN]	M [KNm]
cond 1	2987	1492
cond 2	627	1492

6.2.2.5. Verifiche strutturali agli S.L.E. dei pali (armatura longitudinale 30D26)



## 7. Verifiche geotecniche

In questo capitolo sono esposti i risultati delle principali verifiche geotecniche delle opere di fondazione. I criteri di calcolo e di verifica sono esposti nel dettaglio nella Relazione geotecnica generale (D1RBGE00001) alla quale si rimanda anche per il commento di dettaglio delle indagini e per la caratterizzazione geotecnica dei terreni. In questa sede tali aspetti vengono ripresi solo sinteticamente. Sono inoltre esposti e commentati i risultati dei calcoli relativi alle opere in oggetto.

### 7.1. Inquadramento e schema geotecnico

Il viadotto attraversa a mezza il versante sinistro del Fosso Piattinelli, affluente del Torrente Laio.

Il versante è costituito dalla formazione delle Argille siltose grigie; solo nella zona della spalla A e dei primi appoggi è presente un lembo della formazione del Complesso Caotico.

Nell'area interessata dal viadotto sono stati realizzati 7 stendimenti sismici (B20÷B26) e due sondaggi (S4 e S5).

La sismica ha individuato una coltre di alterazione del substrato argilloso (con velocità molto basse dell'ordine di 500 m/s fino ad un massimo di 700m/s nella zona intorno alla progressiva 2+700 circa) per spessori generalmente inferiori a 5 m nella zona vicino l'inizio del viadotto. Dalla progr. 2+600 fino alla fine del viadotto intorno alla progr. 2+800 la coltre invece raggiunge spessori fino a 8-9 m. Al di sotto della coltre le velocità sono dell'ordine di 1700-1800 m/sec, che possono essere attribuite alla formazione argillosa del substrato mediamente alterata.

I sondaggi hanno sostanzialmente confermato tale situazione. Il sondaggio S4, eseguito nella zona di cresta di una dorsale (nei pressi della spalla A) ha evidenziato uno strato di alterazione delle argille molto ridotto. Lo stato di consistenza è risultato mediamente elevato già a poca profondità dal p.c. (valori di  $N_{SPT}=63$  a 6 m di profondità). Il sondaggio S5, ubicato a mezza costa, ha invece attraversato uno strato di alterazione di 7-8 m di spessore. Tali dati sono in accordo con i risultati delle basi sismiche B23, 24 e 25.

L'indagine geologica non ha individuato per questo settore fenomeni di instabilità.

Con riferimento alla caratterizzazione geotecnica esposta nella Relazione Geotecnica generale prima citata e ai risultati delle indagini eseguite nel sito, è stato definito il seguente schema di calcolo.

Sono stati definiti tre strati sub-paralleli al piano di campagna

Da 0 a 5 m argille molto alterate

peso di volume  $\gamma$  = 19 kN/m<sup>3</sup>;  
resistenza a taglio non drenata  $c_u$  = 50 kPa;

Da 5 a 15 m argille mediamente alterate

peso di volume  $\gamma$  = 19.5 kN/m<sup>3</sup>;  
resistenza a taglio non drenata  $c_u$  = 100-200 kPa;

Da 15 a 30 m argille poco alterate o integre

peso di volume  $\gamma$  = 20 kN/m<sup>3</sup>;  
resistenza a taglio non drenata  $c_u$  = 200-300 kPa.

**7.2. Risultati delle verifiche geotecniche**

Le combinazioni di carico agenti sui singoli pali sono stati definiti nei capitoli precedenti. Nella tabella seguente sono riportati i coefficienti di sicurezza relativi al calcolo della lunghezza dei pali. I carichi relativi alle combinazioni di carico sismiche sono state distinte con il simbolo (\*).

Per quanto riguarda la verifica dei pali alle forze orizzontali, condotta con il metodo di Matlock&Reese (v. Relazione geotecnica generale), i risultati corrispondono a quelli condotti per la verifica a pressoflessione del palo, riportati nel capitolo precedente, e pertanto si omettono.

I criteri di calcolo e di verifica delle fondazioni sono riportati nel dettaglio nella Relazione Geotecnica generale. In questa sede sono riportati solo i risultati delle verifiche. Queste sono state sviluppate con l'ausilio di fogli di calcolo elettronico. I relativi tabulati di calcolo sono riportati in coda al paragrafo.

Tab. 4.1 Risultati delle verifiche

**LUNGHEZZA DEI PALI**

Appoggio	L pali (m)	D pali (mm)	Carichi sul palo $N_{max}$ (kN)	Coefficiente di sicurezza	
				$F_s$ tot	$F_s$ lat
Spalla A	25	1200	3442 (*)	2.71	1.77
Pila CAP mobile	24	1200	3702 (*)	2.52	1.64
Pila CAP fissa	25	1200	4114 (*)	2.55	1.75
Spalla B	24	1200	3060	2.92	1.87

(\*) combinazioni sismiche

La verifica dei pali con le sollecitazioni ricavate agli SLU relativamente al palo più caricato per entrambe le pile, fissa e mobile, sono riportate in appendice. I coefficienti di sicurezza ottenuti sono in accordo con quelli indicati nella Relazione sulle Linee guida analisi antisismica.

**7.3. Opere provvisionali**

Nei settori che ricadono a mezza costa o in ogni caso dove gli scavi di fondazione avrebbero raggiunto profondità di un certo rilievo, sono state introdotte specifiche opere di contenimento degli scavi.

Tale accorgimento è risultato necessario considerato che si tratta di pendii in terreni argillosi, le cui condizioni di equilibrio possono essere condizionate in maniera determinante anche da modesti movimenti di terra.

Le opere di contenimento sono costituite da paratie di micropali tirantate. I micropali, con diametro di perforazione 220 mm, saranno armati con tubi di acciaio diametro 168.3 mm spessore 12.5 mm e saranno tirantati con tiranti a 3 trefoli. Le teste dei micropali saranno collegate da un cordolo in c.a. di dimensioni 0.5x0.7 m.

La geometria delle paratie è stata studiata per ogni singolo appoggio in modo da contenere al minimo le altezze di scavo e ottimizzare al contempo il comportamento della struttura. Le paratie sono previste a sbalzo, senza tiranti, fino ad altezze massime di circa 3-3.5 m, mentre per altezze maggiori avranno uno o due ordini di tirantature.

I risultati delle verifiche delle opere provvisionali sono riportati nella Relazione geotecnica generale.

**tabulati di calcolo pali**

**Viadotto San Bartolomeo 2 Spalla A Pali 1200 mm**

**Calcolo del carico limite per un palo trivellato in cls**

parametri geometrici del palo				
profondità testa palo	t.p	1	diametro d.p	1,20
profondità punta palo	S <sub>t</sub>	26	perimetro p.p	3,77
lunghezza utile palo	L <sub>u</sub>	25	area a.p	1,13
profondità falda	H <sub>f</sub>	3,5	L <sub>u</sub> /d.p	20,83

convenzione	
condizioni drenate	1
condizioni non drenate	0
unità di misura [t,m]	

Strato 1	
H <sub>0</sub>	0
H <sub>1</sub>	5
S <sub>1</sub>	5
L <sub>u.1</sub>	4
parametri terreno	
condizioni	0
γ <sub>1</sub>	1,9
φ <sub>1</sub>	0
c <sub>1</sub>	0,0
K <sub>1</sub>	0,5
cu <sub>1</sub>	5,0
qa <sub>1</sub>	4,0
qa <sub>1</sub> max	4,0
resistenza laterale	
p*k*tanφ <sub>1</sub>	0,00
Σγ <sub>i</sub> z <sub>i</sub>	21,68
<b>Qs.1</b>	<b>60,32</b>

Strato 2	
H <sub>1</sub>	5
H <sub>2</sub>	15
S <sub>2</sub>	10
L <sub>u.2</sub>	10
parametri terreno	
condizioni	0
γ <sub>2</sub>	2,00
φ <sub>2</sub>	0
c <sub>2</sub>	0,0
K <sub>2</sub>	0,5
cu <sub>2</sub>	10,0
qa <sub>2</sub>	4,0
qa <sub>2</sub> max	4,0
resistenza laterale	
p*k*tanφ <sub>2</sub>	0,00
Σγ <sub>i</sub> z <sub>i</sub>	130,00
<b>Qs.2</b>	<b>150,80</b>

Strato 3	
H <sub>2</sub>	15
H <sub>3</sub>	infinito
S <sub>3</sub>	infinito
L <sub>u.3</sub>	11
parametri terreno	
condizioni	0
γ <sub>3</sub>	2,0
φ <sub>3</sub>	0
c <sub>3</sub>	0,0
K <sub>3</sub>	0,5
cu <sub>3</sub>	25,0
qa <sub>3</sub>	10,0
qa <sub>3</sub> max	10,0
resistenza laterale	
p*k*tanφ <sub>3</sub>	0,00
Σγ <sub>i</sub> z <sub>i</sub>	258,50
<b>Qs.3</b>	<b>414,69</b>

Parametri di output	
Sv efficace	29,00
Sv totale	61,50
Berezantzev	
L/D=Lu/d.p.	528,91
L/D=4	517,79
L/D=32	536,29
fattori adimensionali	
N <sub>q</sub>	0,0
N <sub>c</sub>	0,0
N <sub>c.u</sub>	9,0
resistenza alla punta	
Q <sub>p.d</sub>	0,00
Q <sub>p.u</sub>	324,02
<b>Q<sub>p</sub></b>	<b>324,02</b>

Dati di input

Parametri del terreno

Strato 1	
H <sub>0</sub>	= 0,0
H <sub>1</sub>	= 5,0
S <sub>1</sub>	= 5,0
L <sub>u.1</sub>	= 4,0
γ <sub>1</sub>	= 1,9
φ <sub>1</sub>	= 0
c <sub>1</sub>	= 0,0
cu <sub>1</sub>	= 5,0
qa <sub>1</sub> max	= 4,0
K <sub>1</sub>	= 0,5

Strato 2	
H <sub>1</sub>	= 5,0
H <sub>2</sub>	= 15,0
S <sub>2</sub>	= 10,0
L <sub>u.2</sub>	= 10,0
γ <sub>2</sub>	= 2,00
φ <sub>2</sub>	= 0
c <sub>2</sub>	= 0,0
cu <sub>2</sub>	= 10,0
qa <sub>2</sub> max	= 4,0
K <sub>2</sub>	= 0,5

Strato 2	
H <sub>2</sub>	= 15,0
H <sub>3</sub>	= infinito
S <sub>3</sub>	= infinito
L <sub>u.3</sub>	= 11,0
γ <sub>3</sub>	= 2,0
φ <sub>3</sub>	= 0
c <sub>3</sub>	= 0,0
cu <sub>3</sub>	= 25,0
qa <sub>3</sub> max	= 10,0
K <sub>3</sub>	= 0,5

Geometria del palo

d.p	= 1,2
t.p	= 1,0
S <sub>t</sub>	= 26,0
L <sub>u</sub>	= 25,0
W'	= 17,0

Calcolo del carico limite del palo

carico limite

Q<sub>lim</sub> = S<sub>Qs.i</sub> + Q<sub>p</sub> = 949,83

tensioni alla base del palo

σ<sub>v</sub> efficace = 29,00  
σ<sub>v</sub> totale = 61,50

resistenza laterale

Q<sub>s.1</sub> = 60,32  
Q<sub>s.2</sub> = 150,80  
Q<sub>s.3</sub> = 414,69  
ΣQ<sub>s.i</sub> = 625,81

carico ammissibile

Q<sub>amm</sub> = Q<sub>lim</sub> / 2,5 = 379,93

fattori adimensionali

N<sub>q</sub> Berezantzev = 0,0  
N<sub>c</sub> = 0,0  
N<sub>c.u</sub> = 9,0

resistenza alla punta

Q<sub>p</sub> = 324,02

carico agente

Q<sub>ag</sub> = 344,20

coefficiente di sicurezza

F<sub>stot</sub> = (Q<sub>lim</sub>-W')/Q<sub>ag</sub> = 2,71  
F<sub>slat</sub> = (Q<sub>s</sub>-W')/Q<sub>ag</sub> = 1,77

Nota: tutte le grandezze sono espresse in tonnellate e metri

**Viadotto San Bartolomeo 2 Pila CAP mobile (pila 12) Pali 1200 mm**

**Calcolo del carico limite per un palo trivellato in cls**

parametri geometrici del palo					convenzione		
profondità testa palo	t.p	1	diametro	d.p	1,20	condizioni drenate	1
profondità punta palo	S <sub>t</sub>	26	perimetro	p.p	3,77	condizioni non drenate	0
lunghezza utile palo	L <sub>u</sub>	25	area	a.p	1,13	unità di misura [t,m]	
profondità falda	H <sub>f</sub>	3,5	L <sub>u</sub> /d.p		20,83		

Strato 1		Strato 2		Strato 3		Parametri di output	
H <sub>0</sub>	0	H <sub>1</sub>	5	H <sub>2</sub>	15	Sv efficace	29,00
H <sub>1</sub>	5	H <sub>2</sub>	15	H <sub>3</sub>	infinito	Sv totale	61,50
S <sub>1</sub>	5	S <sub>2</sub>	10	S <sub>3</sub>	infinito	<b>Berezantzev</b>	
L <sub>u.1</sub>	4	L <sub>u.2</sub>	10	L <sub>u.3</sub>	11	L/D=Lu/d.p.	528,91
<b>parametri terreno</b>		<b>parametri terreno</b>		<b>parametri terreno</b>		L/D=4	517,79
condizioni	0	condizioni	0	condizioni	0	L/D=32	536,29
γ <sub>1</sub>	1,9	γ <sub>2</sub>	2,00	γ <sub>3</sub>	2,0	<b>fattori adimensionali</b>	
φ <sub>1</sub>	0	φ <sub>2</sub>	0	φ <sub>3</sub>	0	N <sub>q</sub>	0,0
c <sub>1</sub>	0,0	c <sub>2</sub>	0,0	c <sub>3</sub>	0,0	N <sub>c</sub>	0,0
K <sub>1</sub>	0,5	K <sub>2</sub>	0,5	K <sub>3</sub>	0,5	N <sub>c.u</sub>	9,0
c <sub>u.1</sub>	5,0	c <sub>u.2</sub>	10,0	c <sub>u.3</sub>	25,0	<b>resistenza alla punta</b>	
q <sub>a.1</sub>	4,0	q <sub>a.2</sub>	4,0	q <sub>a.3</sub>	10,0	Q <sub>pd</sub>	0,00
q <sub>a.1max</sub>	4,0	q <sub>a.2max</sub>	4,0	q <sub>a.3max</sub>	10,0	Q <sub>pu</sub>	324,02
<b>resistenza laterale</b>		<b>resistenza laterale</b>		<b>resistenza laterale</b>		<b>Q<sub>p</sub></b>	<b>324,02</b>
p*k*tanφ <sub>1</sub>	0,00	p*k*tanφ <sub>2</sub>	0,00	p*k*tanφ <sub>3</sub>	0,00		
Σγ <sub>i</sub> z <sub>i</sub>	21,68	Σγ <sub>i</sub> z <sub>i</sub>	130,00	Σγ <sub>i</sub> z <sub>i</sub>	258,50		
<b>Qs.1</b>	<b>60,32</b>	<b>Qs.2</b>	<b>150,80</b>	<b>Qs.3</b>	<b>414,69</b>		

Dati di input

<u>Strato 1</u>		<u>Strato 2</u>		<u>Strato 2</u>		<u>Geometria del palo</u>	
H.0	= 0,0	H.1	= 5,0	H.2	= 15,0	d.p	= 1,2
H.1	= 5,0	H.2	= 15,0	H.3	= infinito	t.p	= 1,0
S.1	= 5,0	S.2	= 10,0	S.3	= infinito	St	= 26,0
Lu.1	= 4,0	Lu.2	= 10,0	Lu.3	= 11,0	Lu	= 25,0
γ1	= 1,9	γ2	= 2,00	γ3	= 2,0	W'	= 17,0
φ1	= 0	φ2	= 0	φ3	= 0		
c1	= 0,0	c2	= 0,0	c3	= 0,0		
cu.1	= 5,0	cu.2	= 10,0	cu.3	= 25,0		
qa1.max	= 4,0	qa2.max	= 4,0	qa3.max	= 10,0		
K1	= 0,5	K2	= 0,5	K3	= 0,5		

Calcolo del carico limite del palo

carico limite

Q<sub>lim</sub> = S<sub>Qs.i</sub> + Q<sub>p</sub> = 949,83

tensioni alla base del palo

σ<sub>v</sub> efficace = 29,00  
 σ<sub>v</sub> totale = 61,50

resistenza laterale

Q<sub>s.1</sub> = 60,32  
 Q<sub>s.2</sub> = 150,80  
 Q<sub>s.3</sub> = 414,69  
 ΣQ<sub>s.i</sub> = 625,81

carico ammissibile

Q<sub>amm</sub> = Q<sub>lim</sub> / 2,5 = 379,93

carico agente

Q<sub>ag</sub> = 370,20

coefficiente di sicurezza

F<sub>stot</sub> = (Q<sub>lim</sub>-W')/Q<sub>ag</sub> = 2,52

F<sub>slat</sub> = (Q<sub>s</sub>-W')/Q<sub>ag</sub> = 1,64

Nota: tutte le grandezze sono espresse in tonnellate e metri

**Viadotto San Bartolomeo 2 Pila CAP fissa (pila 16) Pali 1200 mm**

**Calcolo del carico limite per un palo trivellato in cls**

parametri geometrici del palo					
profondità testa palo	t.p	1	diametro	d.p	1,20
profondità punta palo	S <sub>t</sub>	29	perimetro	p.p	3,77
lunghezza utile palo	L <sub>u</sub>	28	area	a.p	1,13
profondità falda	H <sub>f</sub>	3,5	L <sub>u</sub> /d.p		23,33

convenzione	
condizioni drenate	1
condizioni non drenate	0
unità di misura [t,m]	

Strato 1	
H <sub>0</sub>	0
H <sub>1</sub>	5
S <sub>1</sub>	5
L <sub>u1</sub>	4
parametri terreno	
condizioni	0
γ <sub>1</sub>	1,9
φ <sub>1</sub>	0
c <sub>1</sub>	0,0
K <sub>1</sub>	0,5
c <sub>u1</sub>	5,0
q <sub>a1</sub>	4,0
q <sub>a1max</sub>	4,0
resistenza laterale	
p*k*tanφ <sub>1</sub>	0,00
Σγ <sub>i</sub> z <sub>i</sub>	21,68
<b>Qs.1</b>	<b>60,32</b>

Strato 2	
H <sub>1</sub>	5
H <sub>2</sub>	15
S <sub>2</sub>	10
L <sub>u2</sub>	10
parametri terreno	
condizioni	0
γ <sub>2</sub>	2,00
φ <sub>2</sub>	0
c <sub>2</sub>	0,0
K <sub>2</sub>	0,5
c <sub>u2</sub>	10,0
q <sub>a2</sub>	4,0
q <sub>a2max</sub>	4,0
resistenza laterale	
p*k*tanφ <sub>2</sub>	0,00
Σγ <sub>i</sub> z <sub>i</sub>	130,00
<b>Qs.2</b>	<b>150,80</b>

Strato 3	
H <sub>2</sub>	15
H <sub>3</sub>	infinito
S <sub>3</sub>	infinito
L <sub>u3</sub>	14
parametri terreno	
condizioni	0
γ <sub>3</sub>	2,0
φ <sub>3</sub>	0
c <sub>3</sub>	0,0
K <sub>3</sub>	0,5
c <sub>u3</sub>	25,0
q <sub>a3</sub>	10,0
q <sub>a3max</sub>	10,0
resistenza laterale	
p*k*tanφ <sub>3</sub>	0,00
Σγ <sub>i</sub> z <sub>i</sub>	350,00
<b>Qs.3</b>	<b>527,79</b>

Parametri di output	
Sv efficace	32,00
Sv totale	67,50
Berezantzev	
L/D=Lu/d.p.	530,56
L/D=4	517,79
L/D=32	536,29
fattori adimensionali	
N <sub>q</sub>	0,0
N <sub>c</sub>	0,0
N <sub>c,u</sub>	9,0
resistenza alla punta	
Q <sub>p,d</sub>	0,00
Q <sub>p,u</sub>	330,81
<b>Q<sub>p</sub></b>	<b>330,81</b>

Dati di input

<u>Parametri del terreno</u>		<u>Geometria del palo</u>	
Strato 1	Strato 2	Strato 2	
H.0 = 0,0	H.1 = 5,0	H.2 = 15,0	d.p = 1,2
H.1 = 5,0	H.2 = 15,0	H.3 = infinito	t.p = 1,0
S.1 = 5,0	S.2 = 10,0	S.3 = infinito	St = 29,0
Lu.1 = 4,0	Lu.2 = 10,0	Lu.3 = 14,0	Lu = 28,0
γ1 = 1,9	γ2 = 2,00	γ3 = 2,0	W' = 19,0
φ1 = 0	φ2 = 0	φ3 = 0	
c1 = 0,0	c2 = 0,0	c3 = 0,0	
c <sub>u1</sub> = 5,0	c <sub>u2</sub> = 10,0	c <sub>u3</sub> = 25,0	
q <sub>a1.max</sub> = 4,0	q <sub>a2.max</sub> = 4,0	q <sub>a3.max</sub> = 10,0	
K1 = 0,5	K2 = 0,5	K3 = 0,5	

Calcolo del carico limite del palo

carico limite

Q<sub>lim</sub> = Q<sub>s,i</sub> + Q<sub>p</sub> = 1069,71

tensioni alla base del palo

σ<sub>v</sub> efficace = 32,00  
 σ<sub>v</sub> totale = 67,50

fattori adimensionali

N<sub>q</sub> Berezantzev = 0,0  
 N<sub>c</sub> = 0,0  
 N<sub>c,u</sub> = 9,0

resistenza laterale

Q<sub>s.1</sub> = 60,32  
 Q<sub>s.2</sub> = 150,80  
 Q<sub>s.3</sub> = 527,79  
 ΣQ<sub>s,i</sub> = 738,90

resistenza alla punta

Q<sub>p</sub> = 330,81

carico ammissibile

Q<sub>amm</sub> = Q<sub>lim</sub> / 2.5 = 427,88

carico agente

Q<sub>ag</sub> = 411,40

coefficiente di sicurezza

F<sub>stot</sub> = (Q<sub>lim</sub>-W')/Q<sub>ag</sub> = 2,55  
 F<sub>slat</sub> = (Q<sub>s</sub>-W')/Q<sub>ag</sub> = 1,75

Nota: tutte le grandezze sono espresse in tonnellate e metri

**Viadotto San Bartolomeo 2 Spalla B Pali 1200 mm**

**Calcolo del carico limite per un palo trivellato in cls**

parametri geometrici del palo					
profondità testa palo	t.p	1	diametro	d.p	1,20
profondità punta palo	S <sub>t</sub>	25	perimetro	p.p	3,77
lunghezza utile palo	L <sub>u</sub>	24	area	a.p	1,13
profondità falda	H <sub>f</sub>	3,5	L <sub>u</sub> /d.p		20,00

convenzione	
condizioni drenate	1
condizioni non drenate	0
unità di misura [t,m]	

Strato 1	
H <sub>0</sub>	0
H <sub>1</sub>	5
S <sub>1</sub>	5
L <sub>u.1</sub>	4
parametri terreno	
condizioni	0
γ <sub>1</sub>	1,9
φ <sub>1</sub>	0
c <sub>1</sub>	0,0
K <sub>1</sub>	0,5
c <sub>u.1</sub>	5,0
q <sub>a.1</sub>	4,0
q <sub>a.1max</sub>	4,0
resistenza laterale	
p*k*tanφ <sub>1</sub>	0,00
Σγ <sub>i</sub> z <sub>i</sub>	21,68
<b>Qs.1</b>	<b>60,32</b>

Strato 2	
H <sub>1</sub>	5
H <sub>2</sub>	15
S <sub>2</sub>	10
L <sub>u.2</sub>	10
parametri terreno	
condizioni	0
γ <sub>2</sub>	2,00
φ <sub>2</sub>	0
c <sub>2</sub>	0,0
K <sub>2</sub>	0,5
c <sub>u.2</sub>	10,0
q <sub>a.2</sub>	4,0
q <sub>a.2max</sub>	4,0
resistenza laterale	
p*k*tanφ <sub>2</sub>	0,00
Σγ <sub>i</sub> z <sub>i</sub>	130,00
<b>Qs.2</b>	<b>150,80</b>

Strato 3	
H <sub>2</sub>	15
H <sub>3</sub>	infinito
S <sub>3</sub>	infinito
L <sub>u.3</sub>	10
parametri terreno	
condizioni	0
γ <sub>3</sub>	2,0
φ <sub>3</sub>	0
c <sub>3</sub>	0,0
K <sub>3</sub>	0,5
c <sub>u.3</sub>	25,0
q <sub>a.3</sub>	10,0
q <sub>a.3max</sub>	10,0
resistenza laterale	
p*k*tanφ <sub>3</sub>	0,00
Σγ <sub>i</sub> z <sub>i</sub>	230,00
<b>Qs.3</b>	<b>376,99</b>

Parametri di output	
Sv efficace	28,00
Sv totale	59,50
Berezantzev	
L/D=Lu/d.p.	528,36
L/D=4	517,79
L/D=32	536,29
fattori adimensionali	
N <sub>q</sub>	0,0
N <sub>c</sub>	0,0
N <sub>c.u</sub>	9,0
resistenza alla punta	
Q <sub>p.d</sub>	0,00
Q <sub>p.u</sub>	321,76
<b>Q<sub>p</sub></b>	<b>321,76</b>

Dati di input

Parametri del terreno

Strato 1	Strato 2	Strato 2	Geometria del palo
H <sub>0</sub> = 0,0	H <sub>1</sub> = 5,0	H <sub>2</sub> = 15,0	d.p = 1,2
H <sub>1</sub> = 5,0	H <sub>2</sub> = 15,0	H <sub>3</sub> = infinito	t.p = 1,0
S <sub>1</sub> = 5,0	S <sub>2</sub> = 10,0	S <sub>3</sub> = infinito	St = 25,0
L <sub>u.1</sub> = 4,0	L <sub>u.2</sub> = 10,0	L <sub>u.3</sub> = 10,0	Lu = 24,0
γ <sub>1</sub> = 1,9	γ <sub>2</sub> = 2,00	γ <sub>3</sub> = 2,0	W' = 16,3
φ <sub>1</sub> = 0	φ <sub>2</sub> = 0	φ <sub>3</sub> = 0	
c <sub>1</sub> = 0,0	c <sub>2</sub> = 0,0	c <sub>3</sub> = 0,0	
c <sub>u.1</sub> = 5,0	c <sub>u.2</sub> = 10,0	c <sub>u.3</sub> = 25,0	
q <sub>a.1.max</sub> = 4,0	q <sub>a.2.max</sub> = 4,0	q <sub>a.3.max</sub> = 10,0	
K <sub>1</sub> = 0,5	K <sub>2</sub> = 0,5	K <sub>3</sub> = 0,5	

Calcolo del carico limite del palo

carico limite

Q<sub>lim</sub> = ΣQ<sub>s.i</sub> + Q<sub>p</sub> = 909,87

tensioni alla base del palo

σ<sub>v</sub> efficace = 28,00  
 σ<sub>v</sub> totale = 59,50

fattori adimensionali

N<sub>q</sub> Berezantzev = 0,0  
 N<sub>c</sub> = 0,0  
 N<sub>c.u</sub> = 9,0

resistenza laterale

Q<sub>s.1</sub> = 60,32  
 Q<sub>s.2</sub> = 150,80  
 Q<sub>s.3</sub> = 376,99  
 ΣQ<sub>s.i</sub> = 588,11

resistenza alla punta

Q<sub>p</sub> = 321,76

carico ammissibile

Q<sub>amm</sub> = Q<sub>lim</sub> / 2,5 = 363,95

carico agente

Q<sub>ag</sub> = 306,00

coefficiente di sicurezza

F<sub>stot</sub> = (Q<sub>lim</sub>-W')/Q<sub>ag</sub> = 2,92

F<sub>slat</sub> = (Q<sub>s</sub>-W')/Q<sub>ag</sub> = 1,87

Nota: tutte le grandezze sono espresse in tonnellate e metri

**Viadotto San Bartolomeo 2 Pila CAP mobile (pila 12) Pali 1200 mm**

**Calcolo del carico limite per un palo trivellato in cls per S.L.U.**

parametri geometrici del palo					
profondità testa palo	t.p	1	diametro	d.p	1.20
profondità punta palo	S <sub>t</sub>	26	perimetro	p.p	3.77
lunghezza utile palo	L <sub>u</sub>	25	area	a.p	1.13
profondità falda	H <sub>f</sub>	3.5	L <sub>u</sub> /d.p		20.83

convenzione	
condizioni drenate	1
condizioni non drenate	0
unità di misura [t,m]	

Strato 1	
H <sub>0</sub>	0
H <sub>1</sub>	5
S <sub>1</sub>	5
L <sub>u.1</sub>	4
parametri terreno	
condizioni	0
γ <sub>1</sub>	1.9
φ <sub>1</sub>	0
c <sub>1</sub>	0.0
K <sub>1</sub>	0.5
c <sub>u.1</sub>	5.0
q <sub>a.1</sub>	4.0
q <sub>a.1max</sub>	4.0
resistenza laterale	
p*k*tanφ <sub>1</sub>	0.00
Σγ <sub>i</sub> z <sub>i</sub>	21.68
<b>Qs.1</b>	<b>60.32</b>

Strato 2	
H <sub>1</sub>	5
H <sub>2</sub>	15
S <sub>2</sub>	10
L <sub>u.2</sub>	10
parametri terreno	
condizioni	0
γ <sub>2</sub>	2.00
φ <sub>2</sub>	0
c <sub>2</sub>	0.0
K <sub>2</sub>	0.5
c <sub>u.2</sub>	10.0
q <sub>a.2</sub>	4.0
q <sub>a.2max</sub>	4.0
resistenza laterale	
p*k*tanφ <sub>2</sub>	0.00
Σγ <sub>i</sub> z <sub>i</sub>	130.00
<b>Qs.2</b>	<b>150.80</b>

Strato 3	
H <sub>2</sub>	15
H <sub>3</sub>	infinito
S <sub>3</sub>	infinito
L <sub>u.3</sub>	11
parametri terreno	
condizioni	0
γ <sub>3</sub>	2.0
φ <sub>3</sub>	0
c <sub>3</sub>	0.0
K <sub>3</sub>	0.5
c <sub>u.3</sub>	25.0
q <sub>a.3</sub>	10.0
q <sub>a.3max</sub>	10.0
resistenza laterale	
p*k*tanφ <sub>3</sub>	0.00
Σγ <sub>i</sub> z <sub>i</sub>	258.50
<b>Qs.3</b>	<b>414.69</b>

Parametri di output	
Sv efficace	29.00
Sv totale	61.50
Berezantzev	
L/D=Lu/d.p.	528.91
L/D=4	517.79
L/D=32	536.29
fattori adimensionali	
N <sub>q</sub>	0.0
N <sub>c</sub>	0.0
N <sub>c.u</sub>	9.0
resistenza alla punta	
Q <sub>p.d</sub>	0.00
Q <sub>p.u</sub>	324.02
<b>Qp</b>	<b>324.02</b>

Dati di input

Parametri del terreno

Strato 1	
H.0	= 0.0
H.1	= 5.0
S.1	= 5.0
Lu.1	= 4.0
γ1	= 1.9
φ1	= 0
c1	= 0.0
cu.1	= 5.0
qa1.max	= 4.0
K1	= 0.5

Strato 2	
H.1	= 5.0
H.2	= 15.0
S.2	= 10.0
Lu.2	= 10.0
γ2	= 2.00
φ2	= 0
c2	= 0.0
cu.2	= 10.0
qa2.max	= 4.0
K2	= 0.5

Strato 2	
H.2	= 15.0
H.3	= infinito
S.3	= infinito
Lu.3	= 11.0
γ3	= 2.0
φ3	= 0
c3	= 0.0
cu.3	= 25.0
qa3.max	= 10.0
K3	= 0.5

Geometria del palo

d.p	= 1.2
t.p	= 1.0
S <sub>t</sub>	= 26.0
Lu	= 25.0
W'	= 17.0

Calcolo del carico limite del palo

tensioni alla base del palo

σ <sub>v</sub> efficace	= 29.00
σ <sub>v</sub> totale	= 61.50

fattori adimensionali

N <sub>q</sub> Berezantzev	= 0.0
N <sub>c</sub>	= 0.0
N <sub>c.u</sub>	= 9.0

resistenza laterale

Qs.1	= 60.32
Qs.2	= 150.80
Qs.3	= 414.69
ΣQs.i	= 625.81

resistenza alla punta

Q <sub>p</sub>	= 324.02
----------------	----------

carico limite

Q<sub>lim</sub> = ΣQs.i + Q<sub>p</sub> = 949.83

carico ammissibile

Q<sub>amm</sub> = Q<sub>lim</sub> / 2.5 = 379.93

carico agente

Q<sub>ag</sub> = 592.00

coefficiente di sicurezza

F<sub>stot</sub> = (Q<sub>lim</sub> - W') / Q<sub>ag</sub> = 1.58

F<sub>slat</sub> = (Qs - W') / Q<sub>ag</sub> = 1.03

Nota: tutte le grandezze sono espresse in tonnellate e metri

**Viadotto San Bartolomeo 2 Pila CAP fissa (pila 16) Pali 1200 mm**

**Calcolo del carico limite per un palo trivellato in cls per S.L.U.**

parametri geometrici del palo					
profondità testa palo	t.p	1	diametro	d.p	1.20
profondità punta palo	S <sub>t</sub>	29	perimetro	p.p	3.77
lunghezza utile palo	L <sub>u</sub>	28	area	a.p	1.13
profondità falda	H <sub>f</sub>	3.5	L <sub>u</sub> /d.p		23.33

convenzione	
condizioni drenate	1
condizioni non drenate	0
unità di misura [t,m]	

Strato 1	
H <sub>0</sub>	0
H <sub>1</sub>	5
S <sub>1</sub>	5
L <sub>u,1</sub>	4
parametri terreno	
condizioni	0
γ <sub>1</sub>	1.9
φ <sub>1</sub>	0
c <sub>1</sub>	0.0
K <sub>1</sub>	0.5
c <sub>u,1</sub>	5.0
q <sub>a,1</sub>	4.0
q <sub>a,1max</sub>	4.0
resistenza laterale	
p*k*tanφ <sub>1</sub>	0.00
Σγ <sub>i</sub> z <sub>i</sub>	21.68
<b>Qs.1</b>	<b>60.32</b>

Strato 2	
H <sub>1</sub>	5
H <sub>2</sub>	15
S <sub>2</sub>	10
L <sub>u,2</sub>	10
parametri terreno	
condizioni	0
γ <sub>2</sub>	2.00
φ <sub>2</sub>	0
c <sub>2</sub>	0.0
K <sub>2</sub>	0.5
c <sub>u,2</sub>	10.0
q <sub>a,2</sub>	4.0
q <sub>a,2max</sub>	4.0
resistenza laterale	
p*k*tanφ <sub>2</sub>	0.00
Σγ <sub>i</sub> z <sub>i</sub>	130.00
<b>Qs.2</b>	<b>150.80</b>

Strato 3	
H <sub>2</sub>	15
H <sub>3</sub>	infinito
S <sub>3</sub>	infinito
L <sub>u,3</sub>	14
parametri terreno	
condizioni	0
γ <sub>3</sub>	2.0
φ <sub>3</sub>	0
c <sub>3</sub>	0.0
K <sub>3</sub>	0.5
c <sub>u,3</sub>	25.0
q <sub>a,3</sub>	10.0
q <sub>a,3max</sub>	10.0
resistenza laterale	
p*k*tanφ <sub>3</sub>	0.00
Σγ <sub>i</sub> z <sub>i</sub>	350.00
<b>Qs.3</b>	<b>527.79</b>

Parametri di output	
Sv efficace	32.00
Sv totale	67.50
Berezantzev	
L/D=Lu/d.p.	530.56
L/D=4	517.79
L/D=32	536.29
fattori adimensionali	
N <sub>q</sub>	0.0
N <sub>c</sub>	0.0
N <sub>c,u</sub>	9.0
resistenza alla punta	
Q <sub>p,d</sub>	0.00
Q <sub>p,u</sub>	330.81
<b>Qp</b>	<b>330.81</b>

Dati di input

Parametri del terreno

Strato 1	Strato 2	Strato 3
H.0 = 0.0	H.1 = 5.0	H.2 = 15.0
H.1 = 5.0	H.2 = 15.0	H.3 = infinito
S.1 = 5.0	S.2 = 10.0	S.3 = infinito
Lu.1 = 4.0	Lu.2 = 10.0	Lu.3 = 14.0
γ1 = 1.9	γ2 = 2.00	γ3 = 2.0
φ1 = 0	φ2 = 0	φ3 = 0
c1 = 0.0	c2 = 0.0	c3 = 0.0
cu.1 = 5.0	cu.2 = 10.0	cu.3 = 25.0
qa1.max = 4.0	qa2.max = 4.0	qa3.max = 10.0
K1 = 0.5	K2 = 0.5	K3 = 0.5

Geometria del palo

d.p = 1.2
t.p = 1.0
S <sub>t</sub> = 29.0
L <sub>u</sub> = 28.0
W' = 19.0

Calcolo del carico limite del palo

carico limite

Q<sub>lim</sub> = SQ<sub>s,i</sub> + Q<sub>p</sub> = 1069.71

tensioni alla base del palo

σ <sub>v</sub> efficace	= 32.00
σ <sub>v</sub> totale	= 67.50

resistenza laterale

Q <sub>s,1</sub>	= 60.32
Q <sub>s,2</sub>	= 150.80
Q <sub>s,3</sub>	= 527.79
ΣQ <sub>s,i</sub>	= 738.90

carico ammissibile

Q<sub>amm</sub> = Q<sub>lim</sub> / 2.5 = 427.88

carico agente

Q<sub>ag</sub> = 701.30

coefficiente di sicurezza

F<sub>slot</sub> = (Q<sub>lim</sub>-W)/Q<sub>ag</sub> = 1.50

F<sub>slat</sub> = (Q<sub>s</sub>-W)/Q<sub>ag</sub> = 1.03

resistenza alla punta

Q<sub>p</sub> = 330.81

Nota: tutte le grandezze sono espresse in tonnellate e metri