



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

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:

A.T.I.

mandataria

**SILEC S.p.A.**

Divisione Progettazione  
e Studi

SELPRO

mandanti



EM./RE.	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	CONTR.	APPROV.
0	OTT. '03	Emissione	A.P.	G.C.	G.Z.

*OPERE D'ARTE MAGGIORI  
VIADOTTI*

*VIADOTTO "CIATINI"*

*RELAZIONE TECNICA E DI PREDIMENSIONAMENTO*

SCALA :

CODICE IDENTIFICATIVO :

FASE/LOTTO

D 1

DOC.

C L

OPERA/DISCIPLINA

V I O 8

PROGR.

0 1 1

REV.

A

## INDICE

<b><u>1</u></b>	<b><u>PREMESSA</u></b>	<b><u>4</u></b>
1.1	TENSIONI DI CALCOLO	13
<b><u>2</u></b>	<b><u>NORMATIVE DI RIFERIMENTO</u></b>	<b><u>14</u></b>
<b><u>3</u></b>	<b><u>PRESCRIZIONI</u></b>	<b><u>15</u></b>
3.1	PARAMETRI DEL TERRENO	15
3.1.1	PARAMETRI DEL RILEVATO	15
3.1.2	PARAMETRI DEL MISTO CEMENTATO	15
3.2	SPINTA DELLA TERRA	15
<b><u>4</u></b>	<b><u>EFFETTI GLOBALI SPALLA A – H = 7.00 M</u></b>	<b><u>17</u></b>
4.1	ANALISI DEI CARICHI	17
4.1.1	AZIONI VERTICALI E ORIZZONTALI AGENTI DIRETTAMENTE SULLA SPALLA IN CONDIZIONI STATICHE. 17	
4.1.2	SOVRASPINTE SULLA SPALLA IN CONDIZIONI SISMICHE	18
4.1.3	AZIONI PROVENIENTI DALL'IMPALCATO	19
<b><u>5</u></b>	<b><u>EFFETTI GLOBALI SPALLA B – H = 6.00 M</u></b>	<b><u>23</u></b>
5.1	ANALISI DEI CARICHI	23
5.1.1	AZIONI VERTICALI E ORIZZONTALI AGENTI DIRETTAMENTE SULLA SPALLA IN CONDIZIONI STATICHE 23	
5.1.2	SOVRASPINTE SULLA SPALLA IN CONDIZIONI SISMICHE.	24
5.1.3	AZIONI PROVENIENTI DALL'IMPALCATO	25
<b><u>6</u></b>	<b><u>EFFETTI GLOBALI PILA P3 FISSA</u></b>	<b><u>32</u></b>
6.1	ANALISI DEI CARICHI	32
6.1.1	AZIONI VERTICALI E ORIZZONTALI AGENTI DIRETTAMENTE SULLA PILA IN CONDIZIONI STATICHE.	32
6.1.2	AZIONI PILA IN CONDIZIONI SISMICHE	34
6.1.3	AZIONI PROVENIENTI DALL'IMPALCATO	35
<b><u>7</u></b>	<b><u>DETERMINAZIONE DELLE SOLLECITAZIONI E VERIFICHE</u></b>	<b><u>41</u></b>

7.1.1	RIEPILOGO DELLE SOLLECITAZIONI ALL'INTRADOSSO FONDAZIONI	41
7.1.2	SOLLECITAZIONE SUI PALI	44
7.1.3	I PALI DI FONDAZIONE	47
7.1.4	SITUAZIONE GEOTECNICA	47
7.1.5	VERIFICA DI RESISTENZA DEL PALO	48
7.1.6	VERIFICHE DELLO SBALZO ANTERIORE DELLA FONDAZIONE	48
7.1.7	VERIFICA DELLA PARTE DELLA FONDAZIONE TRA I MURI LATERALI E QUELLO FRONTALE	56
<b>8</b>	<b><u>GLI ELEMENTI SECONDARI</u></b>	<b>67</b>
<b>8.1</b>	<b>LA TRAVE PARAGHIAIA</b>	<b>67</b>
8.1.1	LE AZIONI	67
8.1.2	RIEPILOGO SOLLECITAZIONI	67
8.1.3	LE COMBINAZIONI	71
8.1.4	LE VERIFICHE	72
<b>8.2</b>	<b>IL MURO FRONTALE</b>	<b>76</b>
8.2.1	LE AZIONI	76
8.2.2	RIEPILOGO SOLLECITAZIONI	76
8.2.3	LE COMBINAZIONI	79
8.2.4	LE VERIFICHE	80
8.2.5	LA PARTE INFERIORE	90
8.2.6	LA PARTE SUPERIORE DEL MURO	97
<b>9</b>	<b><u>ANALISI PESI PROPRI STRUTTURALI E SOVRACCARICHI PERMANENTI</u></b>	<b>105</b>
<b>9.1</b>	<b>PESI PROPRI STRUTTURALI (<math>G_1</math>)</b>	<b>105</b>
<b>9.2</b>	<b>SOVRACCARICHI PERMANENTI PORTATI (<math>G_2</math>)</b>	<b>105</b>
<b>10</b>	<b><u>ANALISI DEI SOVRACCARICHI DI ESERCIZIO</u></b>	<b>106</b>
<b>10.1</b>	<b>CARICHI MOBILI (<math>Q_1</math>)</b>	<b>106</b>
<b>10.2</b>	<b>INCREMENTO DINAMICO (<math>Q_2</math>)</b>	<b>106</b>
<b>10.3</b>	<b>AZIONE LONGITUDINALE DELLA FRENATURA (<math>Q_3</math>).</b>	<b>107</b>
<b>10.4</b>	<b>AZIONE TRASVERSALE CENTRIFUGA (<math>Q_4</math>).</b>	<b>107</b>
<b>10.5</b>	<b>AZIONE TRASVERSALE DEL VENTO (<math>Q_5</math>).</b>	<b>107</b>
<b>10.6</b>	<b>AZIONE SISMICA (<math>Q_6</math>).</b>	<b>107</b>
<b>10.7</b>	<b>AZIONE LONGITUDINALE ATTRITIVA (<math>Q_7</math>)</b>	<b>110</b>
<b>10.8</b>	<b>ANALISI DELLA PILA FISSA P3</b>	<b>110</b>
10.8.1	VERIFICA PULVINO	113
10.8.2	VERIFICA BRACCIA	117
10.8.3	VERIFICA FUSTO	122

10.8.4 VERIFICA DELLA ZATTERA DI FONDAZIONE

## 1 Premessa

Il presente documento tratta le analisi delle sollecitazioni e le verifiche di resistenza delle sottostrutture relative al viadotto di accesso in c.a.p Ciatini.

Il viadotto di accesso è realizzato con quattro travi in c.a.p. a vasca semplicemente poggiate su luci di 28.40m tra loro solidarizzate con il getto di trasversi in asse appoggi poi precompressi e dalla soletta superiore di spessore 30.0 cm, a formare una piattaforma stradale TIPO C1-codice della strada (ex tipo IV C.N.R) con un carreggiata da 10.50 e due marciapiedi laterali per complessivi 13.50 m.

Lo schema di calcolo utilizzato è quello di trave appoggiata – appoggiata, per i carichi verticali, mentre i carichi orizzontali vengono affidati agli appoggi fissi, garantendo la continuità in soletta.

Nel seguito si analizzeranno separatamente le pile più alte, fissa e mobile e le due spalle fisse SA e SB.

TABELLA DIMENSIONI PILE E SPALLE

	pk	q strada	Tipo	n° campate affidate	h imp-appo	q appoggi	h pulvino	q est pile	h pile-spalle	q est fond	h fond	q intr fond	h magrone	q fondo scavo
spalla A	6+760.800	230.564	FISSO	2	-2,4	228,164			-7	221,164	-2	219,164	-0,15	219,014
pila 1	6+790.000	230,3	MOBILE	-	-2,4	227,9	-1,2	226,7	-5	221,7	-1,8	219,9	-0,15	219,75
pila 2	6+820.000	230,01	MOBILE	-	-2,4	227,61	-1,2	226,41	-8	218,41	-1,8	216,61	-0,15	216,46
pila 3	6+850.000	229,72	FISSO	4	-2,4	227,32	-1,2	226,12	-10,5	215,62	-1,8	213,82	-0,15	213,67
pila 4	6+880.000	229,43	MOBILE	-	-2,4	227,03	-1,2	225,83	-10	217,03	-1,8	215,23	-0,15	215,08
pila 5	6+910.000	229,14	MOBILE	-	-2,4	226,74	-1,2	225,54	-7	218,54	-1,8	216,74	-0,15	216,59
pila 6	6+940.000	228,85	FISSO	3	-2,4	226,45	-1,2	225,25	-5	220,25	-1,8	218,45	-0,15	218,3
pila 7	6+970.000	228,56	MOBILE	-	-2,4	226,16	-1,2	224,96	-4	220,96	-1,8	219,16	-0,15	219,01
pila 8	7+000.000	228,271	MOBILE	-	-2,4	225,871	-1,2	224,671	-5	219,671	-1,8	217,871	-0,15	217,721
pila 9	7+030.000	227,981	MOBILE	-	-2,4	225,581	-1,2	224,381	-5	219,381	-1,8	217,581	-0,15	217,431
pila 10	7+060.000	227,691	MOBILE	-	-2,4	225,291	-1,2	224,091	-4	220,091	-1,8	218,291	-0,15	218,141
pila 11	7+090.000	227,401	FISSO	3	-2,4	225,001	-1,2	223,801	-6,3	217,501	-1,8	215,701	-0,15	215,551
pila 12	7+120.000	227,111	MOBILE	-	-2,4	224,711	-1,2	223,511	-10,3	213,211	-1,8	211,411	-0,15	211,261
pila 13	7+150.000	226,821	FISSO	3	-2,4	224,421	-1,2	223,221	-7	216,221	-1,8	214,421	-0,15	214,271
pila 14	7+180.000	226,531	MOBILE	-	-2,4	224,131	-1,2	222,931	-5	217,931	-1,8	216,131	-0,15	215,981
pila 15	7+210.000	226,242	MOBILE	-	-2,4	223,842	-1,2	222,642	-7	215,642	-1,8	213,842	-0,15	213,692
pila 16	7+240.000	225,952	FISSO	3	-2,4	223,552	-1,2	222,352	-7	215,352	-1,8	213,552	-0,15	213,402
pila 17	7+270.000	225,662	MOBILE	-	-2,4	223,262	-1,2	222,062	-6	216,062	-1,8	214,262	-0,15	214,112
pila 18	7+300.000	225,372	MOBILE	-	-2,4	222,972	-1,2	221,772	-5	216,772	-1,8	214,972	-0,15	214,822
pila 19	7+330.000	225,082	MOBILE	-	-2,4	222,682	-1,2	221,482	-5	216,482	-1,8	214,682	-0,15	214,532
spalla B	7+359.200	224,8	MOBILE	2	-2,4	222,4			-6	216,4	-2	214,4	-0,15	214,25

Le pile sono costituite da un fusto in c.a. gettato in opera con sezione piena di forma pseudo-rettangolare ed altezza variabile; per il tratto finale di 5m il fusto si divarica presentando in sommità un pulvino che accoglie gli apparecchi di appoggio. (v.fig.1)

Le pile hanno dimensione longitudinale pari a 1.50m e ingombro trasversale di 5.00 m (v.fig.3).

Sono fondate direttamente su plinti prismatici di dimensioni:

SPALLA FISSA A: altezza paramento 7.00m e di dimensioni in pianta  $B \times L = 14.40 \times 14.40$

SPALLA FISSA B: altezza paramento 3.30m e di dimensioni in pianta  $B \times L = 14.40 \times 14.40$

PILA FISSA 3: altezza fusto 5.50m e di dimensioni in pianta  $B \times L = 12.0 \times 7.50$  m

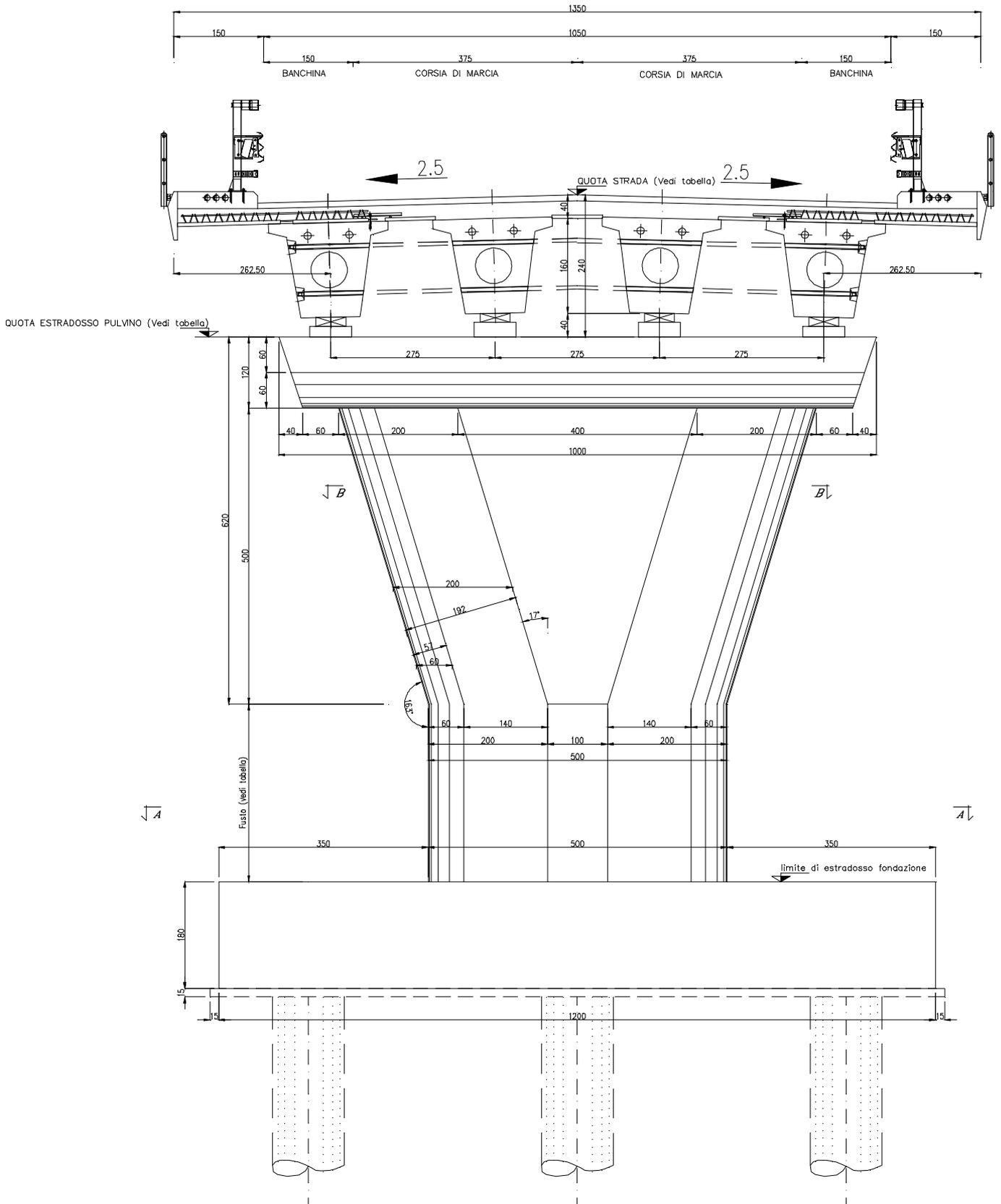


Figura 1: Carpenteria pila 2 Trasversale;

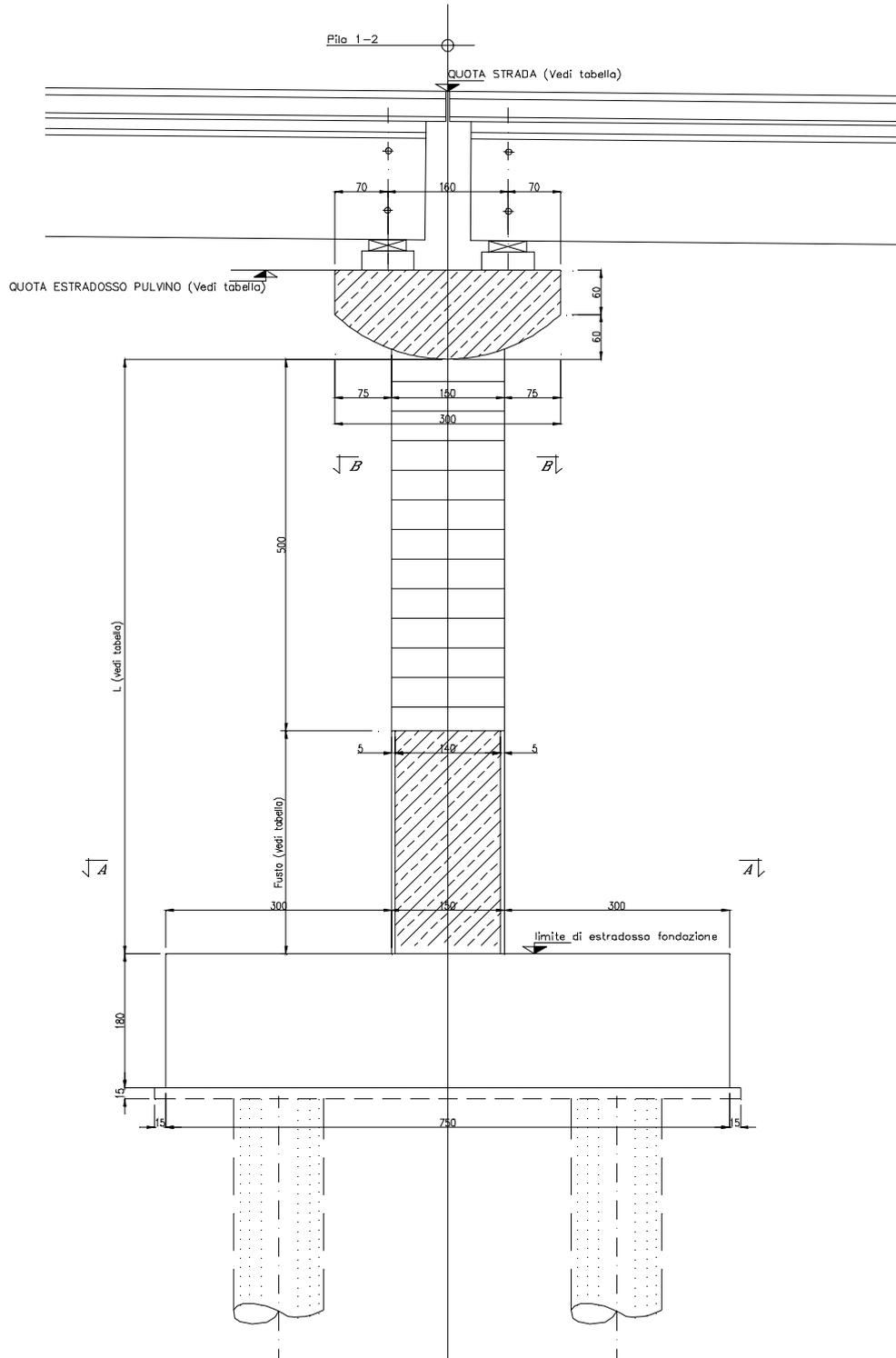


Figura 2: Carpenteria pila 2 Vista longitudinale;

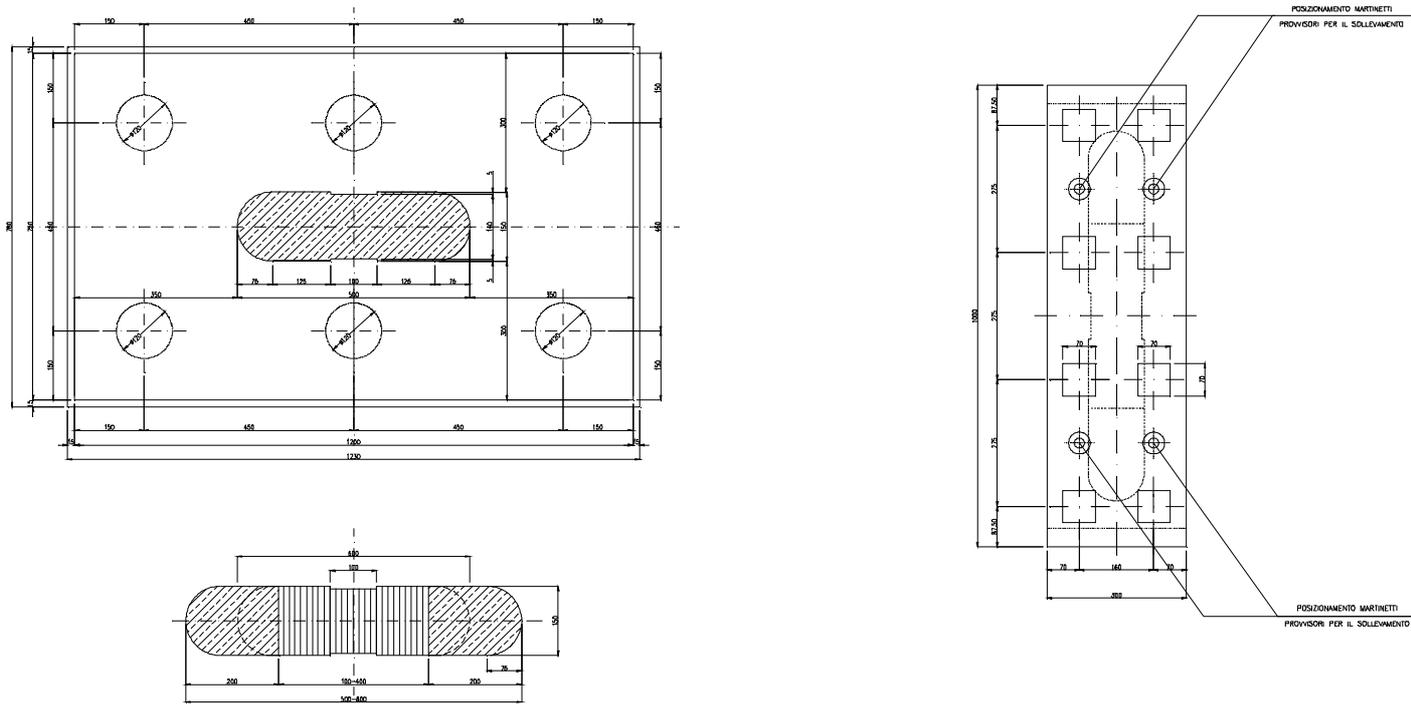
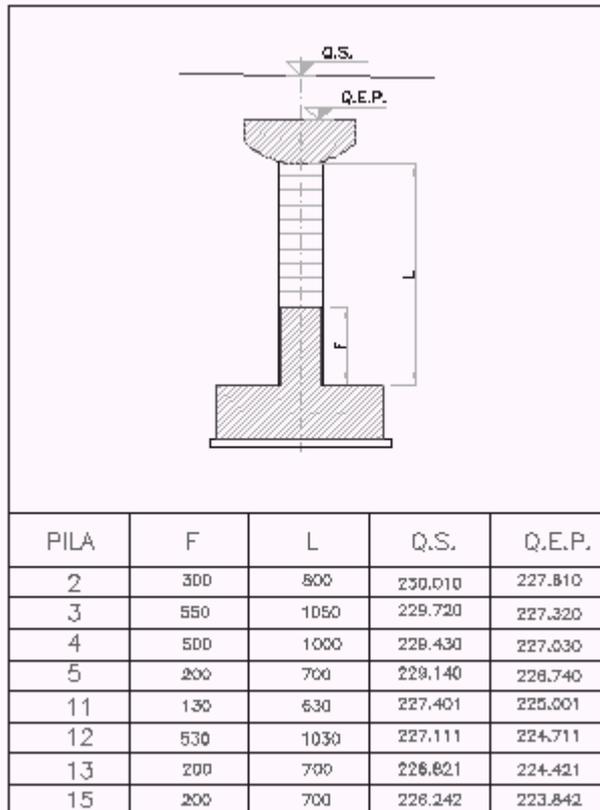
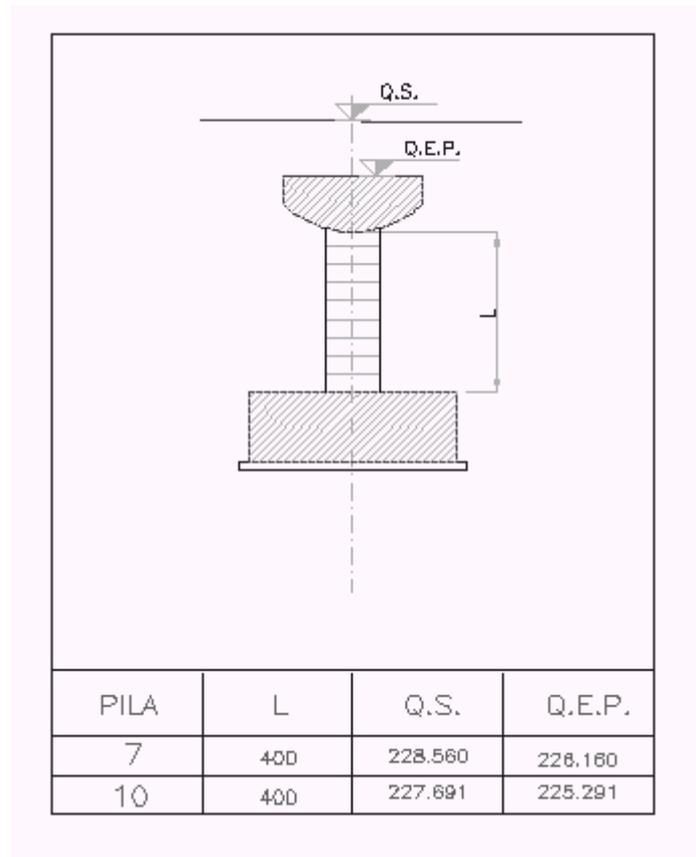
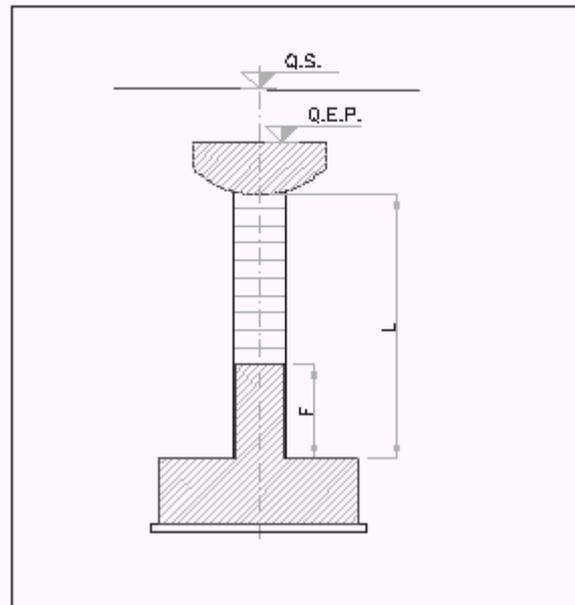


Figura 3: Sezioni della pila allo spicco fondazione;

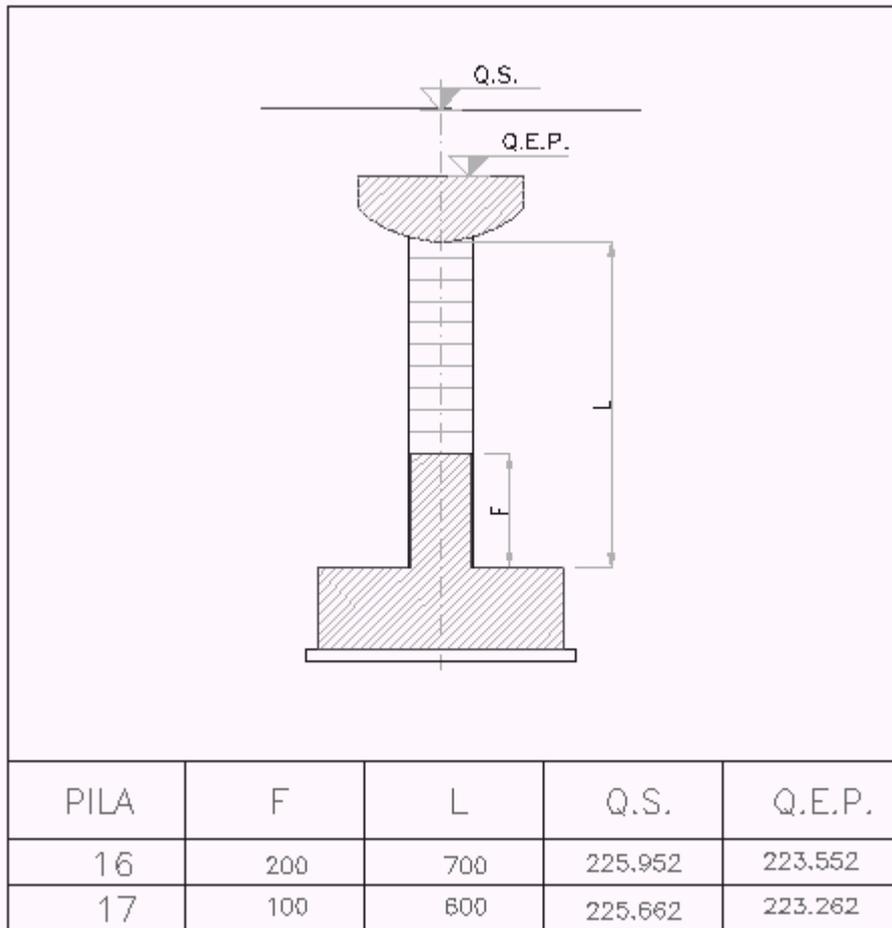






PILA	L	Q.S.	Q.E.P.
1	500	230.300	227.900
6	500	228.850	226.450
8	500	228.271	225.871
9	500	227.961	225.581
14	500	226.531	224.131
18 *	500	225.372	222.972
19 *	500	225.062	222.682

\* IMPALCATO IN CURVA



Nelle seguenti immagini si riporta le carpenteria delle due spalle fisse:

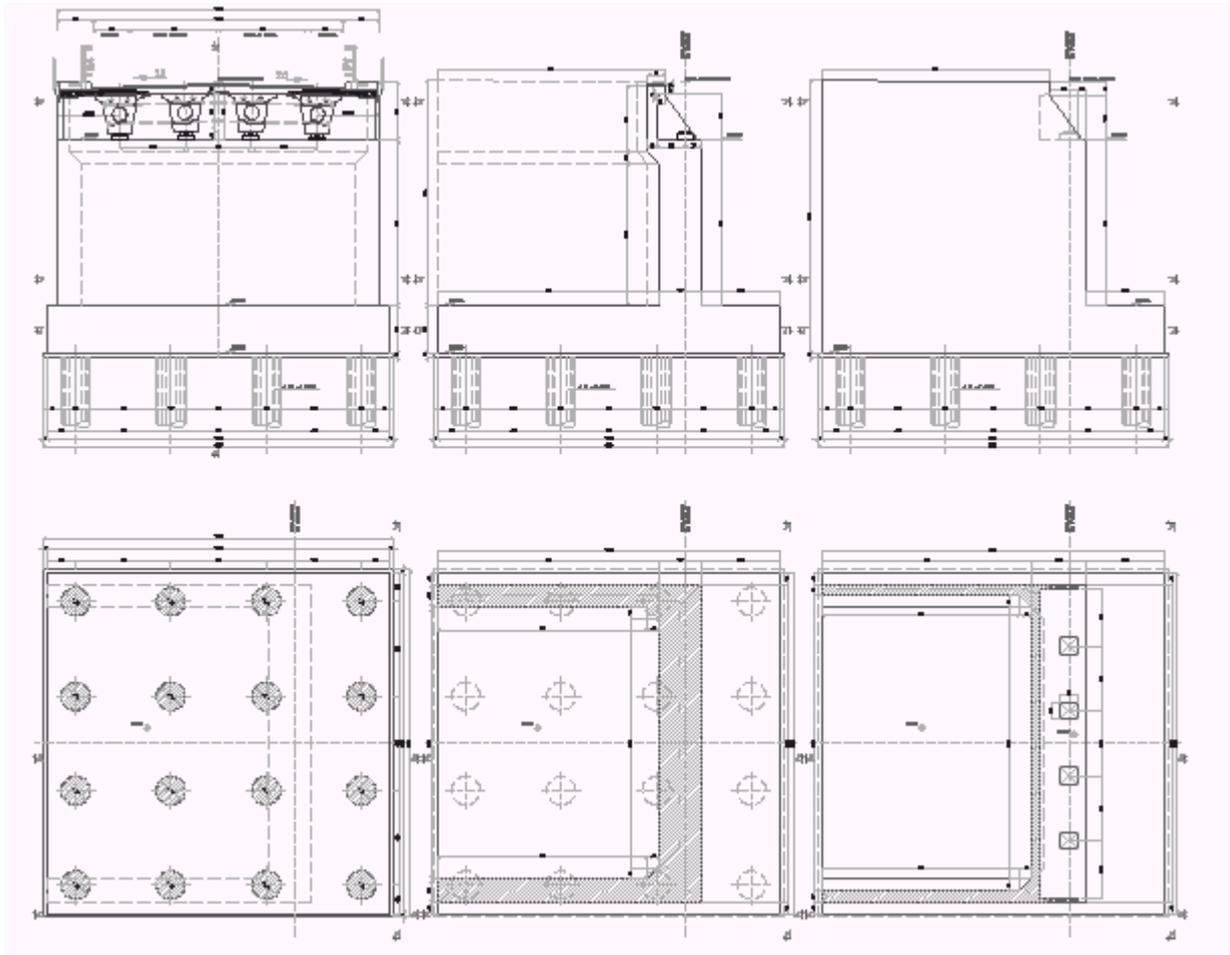


Figura 4-Spalla A;

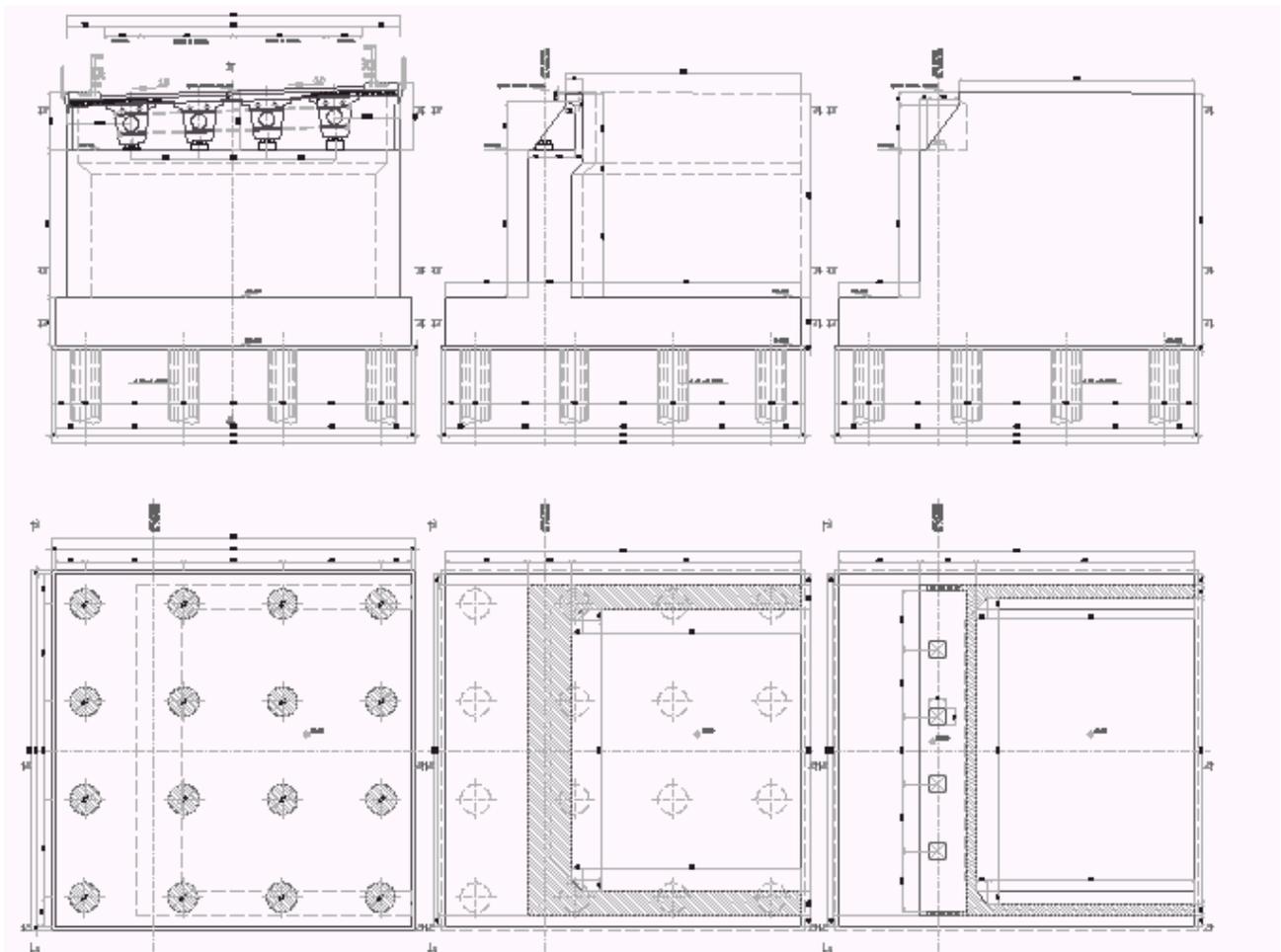


Figura 5 - Spalla B

Nel presente elaborato si procede alle verifiche delle strutture sopra descritte.

## Caratteristiche dei materiali

Calcestruzzo elevazioni pile e spalle:	Rck 35 MPa.
Calcestruzzo fondazione:	Rck 30 MPa.
Calcestruzzo pali:	Rck 30 MPa.
Acciaio armatura ordinaria :	Feb44k (controllato in stabilimento) (fyk ≥ 430 Mpa)

Le verifiche saranno condotte con il metodo agli S.L., nei riguardi degli stati limite di esercizio, di fessurazione e degli stati limite ultimi. Il calcolo delle caratteristiche delle sollecitazioni verrà effettuato con il calcolo elastico lineare senza ridistribuzioni.

**1.1 Tensioni di calcolo**

Allo **S.L.E.** le tensioni di compressione nel calcestruzzo, per ambienti moderatamente aggressivi, devono rispettare i seguenti limiti:

- per combinazioni di carico rara:  $0,60 \cdot f_{ck}$
  - per combinazioni di carico quasi permanente:  $0,45 \cdot f_{ck}$
- mentre la massima tensione di trazione nell'armatura ordinaria, non deve superare:
- per combinazioni di carico rara:  $0,70 \cdot f_{yk}$
  - per combinazioni di carico quasi permanente:  $\sigma_{s\_ammisibile}$

Allo **S.L.U.** le resistenze di calcolo si valutano mediante le espressioni:

$$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c \quad \text{con} \quad \gamma_c = 1,6 \quad \text{per il calcestruzzo}$$

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s \quad \text{con} \quad \gamma_s = 1,15 \quad \text{per l'acciaio}$$

Le tensioni di calcolo agli stati limite relative ai materiali impiegati risultano le seguenti:

- Calcestruzzo tipo Rck 35Mpa
  - $\sigma_{ce} = 17.43 \text{ N/mm}^2$  per combinazione rara
  - $\sigma_{ce} = 13.07 \text{ N/mm}^2$  per combinazione quasi-permanente
  - $f_{cd} = 18.16 \text{ N/mm}^2$
- Calcestruzzo tipo Rck 30Mpa
  - $\sigma_{ce} = 14.94 \text{ N/mm}^2$  per combinazione rara
  - $\sigma_{ce} = 11.205 \text{ N/mm}^2$  per combinazione quasi-permanente
  - $f_{cd} = 15.56 \text{ N/mm}^2$
- Acciaio in barre FeB 44k
  - $\sigma_{se} = 301.0 \text{ N/mm}^2$  per combinazione rara
  - $\sigma_{se} = 255.0 \text{ N/mm}^2$  per combinazione quasi-permanente
  - $f_{yd} = 374 \text{ N/mm}^2$

## 2 Normative di riferimento

- D.M. 16 gennaio 1996 Norme tecniche relative ai: “ Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi”;
- 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".
- 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.
- CNR 10024/86 “Analisi di strutture mediante elaboratore: impostazione e redazione della relazioni di calcolo”.
- Nella redazione dei progetti e nelle verifiche strutturali si inoltre fatto riferimento alla normativa Europea per le strutture in calcestruzzo e misto come di seguito specificato:
- EC2 – UNI-ENV-1992-1-1 – Progettazione Strutture in Cemento Armato.
- Ordinanza 08/05/2003 n.3274: “Norme tecniche per il progetto, la valutazione e l’adeguamento sismico degli edifici”.
- Ordinanza 08/05/2003 n.3274: “Norme tecniche per il progetto sismico di opere di fondazione e di sostegno dei terreni”.

### 3 Prescrizioni

#### 3.1 Parametri del terreno

Si riportano i parametri geotecnici adottati per il dimensionamento delle opere ricavati dall'esito delle indagini eseguite in campagna ed in laboratorio.

##### Viadotto Ciatini

Profondità da p.c. (m)	Peso di volume $\gamma$ . (KN/mc)	Coesione non drenata $C_u$ (KN/mq)	formazione
0,00 ÷ 2,00	18	0	Terreno di riporto
2,00 ÷ 8,00	18	0	Alternanze di sabbie limose e limi sabbiosi poco consistenti.
8,00 ÷ 15,00	20	100	Argilla
15,00 ÷ 30,00	20	300	Argilla

##### 3.1.1 Parametri del rilevato

Si adotta un rilevato delle seguenti caratteristiche geotecniche:

$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$  (peso specifico del rilevato)

$\phi = 20^\circ$  (angolo d'attrito)

$c' = 0$  (coesione)

##### 3.1.2 Parametri del misto cementato

Per il dettaglio delle caratteristiche del misto cementato si rimanda alla Relazione Generale (rif. D1 RG 00 000 01 A.doc). Nella presente relazione, a vantaggio di sicurezza, si sono utilizzati i parametri del terreno del rilevato.

### 3.2 Spinta della terra

La spinta del terreno si determina secondo la teoria di Rankine, quindi date le caratteristiche del terreno del rilevato si ha:

$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$  (peso specifico del rilevato)

$\phi = 20^\circ$  (angolo d'attrito)

$c' = 0$  (coesione)

$k_a = \text{coefficiente di spinta attiva} = 1 - \frac{\sin\phi}{(1+\sin\phi)} = 0.49$

$S_t = \text{spinta attiva del terreno} = \frac{1}{2} k_a \gamma H^2$

## 4 Effetti globali spalla A – H = 7.00 m

### 4.1 Analisi dei carichi

#### 4.1.1 Azioni verticali e orizzontali agenti direttamente sulla spalla in condizioni statiche.

In condizione statiche le azioni agenti sulle spalle sono le seguenti:

Avendo utilizzato, per il calcolo delle sollecitazioni, una procedura agli elementi finiti sia per le pile, che per l'impalcato, i pesi propri strutturali sono stati valutati automaticamente e tenuti in conto per mezzo di tale procedura, fornendo nei dati di input le corrette dimensioni degli elementi strutturali e le relative densità di peso:

c.a.:  $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$ .

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

Azioni verticali  
pesi propri spalla

		<b>N(kN)</b>	<b>el(m)</b>	<b>et(m)</b>	<b>MI (kNm)</b>	<b>Mt (kNm)</b>
Paraghia						
H	2,40					
B	13,50	283,50	-1,730	0,00	-490,46	0,00
s	0,35					
Paramento						
H	7,00					
B	13,50	4252,50	-2,900	0,00	-12332,25	0,00
s	1,80					
Risvolto						
A	169,26	4231,50	2,550	0,00	10790,33	0,00
s	1,00					
Zattera di fondazione						
A	207,36	10368,00	0,00	0,00	0,00	0,00
s	2,00					
Terreno						
H	11,50					
B	9,10	17518,41	2,550	0,00	44671,95	0,00
s	9,30					
Carichi permanenti						
q	12,50					
H	11,50	1200,31	2,420	0,00	2904,76	0,00
B	8,35					
<b>subtotale</b>		<b>37854,22</b>			<b>45544,32</b>	<b>0,00</b>

et = ECCENTR. TRASVERSALE

el = ECCENTR. LONG.

MI = MOMENTO LONG.

Mt = MOMENTO TRASV.

Per quanto riguarda la spinta del terreno sulla spalla si hanno le seguenti caratteristiche del terreno di rilevato:

Le caratteristiche del terreno da adottare sono le seguenti:

$\gamma =$  18 kN/mc       $\varphi =$  20  
 $K_a =$  0,490

quindi risultano le seguenti spinte:

	Hlong(kN)	el(m)	MI (kNm)
Spinta terreno			
H	11,30	-7606,53	3,77 -28651,27
B	13,50		
Incr. Accidentali			
q	12,50	-934,92	5,65 -5282,31

#### 4.1.2 Sovrappinte sulla spalla in condizioni sismiche

Sismiche	$\beta C$	<b>Sdh</b>	$\Delta k_a$		
	1	0,35	0,172		
Inerzie					
	H(kN)	el(m)	et(m)	MI (kNm)	Mt (kNm)
Paraghia	-99,23	10,150	10,150	-1007,13	-1007,13
Paramento	-1488,38	5,50	5,50	-8186,06	-8186,06
Risvolto	-1481,03	6,680	6,680	-9893,25	-9893,25
Zattera di fondazione	-3628,80	1,00	1,00	-3628,80	-3628,80
Terreno	-6131,44	6,680	6,68	-40958,04	-40958,04
Carichi permanenti	-420,11	11,30	11,30	-4747,24	-4747,24
Incr. di spinta	-2662,29	7,53	7,53	-20055,89	-20055,89
Incr. di spinta acc.	-327,22	5,65	5,65	-1848,81	-1848,81
<b>subtotale</b>	<b>-15911,26</b>			<b>-90325,22</b>	<b>90325,22</b>

## 4.1.3 Azioni provenienti dall'impalcato

CAMPATA L = 30,00 m (app. FISSO)								
Azioni statiche		q(KN/m)	L (m)	F (KN)	et (m)	el (m)	MI (KNm)	Mt (KNm)
<b>Verticali</b>								
PP delle strutture	<b>g1</b>	186,30	15,00	2795	0,00	0,00	0,00	0,00
Baggioli	<b>g2</b>		1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	<b>g2</b>			0,00			0,00	0,00
Perm. Portati	<b>g2</b>	56,75	15,00	851,3	0,00	0,00	0,00	0,00
spinta terra	<b>g3</b>			0,00			0,00	0,00
spinta idraulica	<b>g3</b>			0,00			0,00	0,00
dist. di prog.	$\varepsilon 1$			0,00			0,00	0,00
ritiro	$\varepsilon 2$			0,00			0,00	0,00
$\Delta T$ Impalcato	$\varepsilon 3$			0,00			0,00	0,00
scorrim. Viscosi	$\varepsilon 4$			0,00			0,00	0,00
cedim. Vincolari	$\varepsilon 5$			0,00			0,00	0,00

carichi mobili	<b>q1a+q1b</b>	600,00	1,00	768,00	3,57	0,00	0,00	2741,76
carichi mobili	<b>0,5(q1a+q1b)</b>	300,00	1,00	384,00	0,00	0,00	0,00	0,00
carichi mobili	<b>0,35(q1a+q1b)</b>	210,00	1,00	268,80	-3,57	0,00	0,00	-959,62
carichi mobili	<b>q1e</b>	6,00	15,00	115,20	6,23	0,00	0,00	717,70
carichi mobili	<b>q1e</b>	6,00	15,00	115,20	-6,23	0,00	0,00	-717,70
incr. Din	<b>q2</b>	1,28		0,00			0,00	0,00

Per i carichi mobili si riporta il seguente tabulato di calcolo:

<b>Orizzontali Long.</b>								
Frenatura	<b>q3</b>	273,00	1,00	273,00	0,00	2,39	652,47	0,00
dist. di prog.	$\varepsilon 1$			0,00			0,00	0,00
ritiro	$\varepsilon 2$			0,00			0,00	0,00
$\Delta T$ Impalcato	$\varepsilon 3$			0,00			0,00	0,00
scorrim. Viscosi	$\varepsilon 4$			0,00			0,00	0,00
cedim. Vincolari	$\varepsilon 5$			0,00			0,00	0,00
res. Parassite	<b>q7</b>	1167,00	1,00	1167,00	0,00	0,40	466,80	0,00
<b>Orizzontali Trasv.</b>								
dist. di prog.	$\varepsilon 1$			0,00			0,00	0,00
ritiro	$\varepsilon 2$			0,00			0,00	0,00
$\Delta T$ Impalcato	$\varepsilon 3$			0,00			0,00	0,00
scorrim. Viscosi	$\varepsilon 4$			0,00			0,00	0,00
cedim. Vincolari	$\varepsilon 5$			0,00			0,00	0,00
centrif.	<b>q4</b>	0,00	15,00	0,00	2,390	0,00	0,00	0,00
Vento	<b>q5</b>	5,00	15,00	75	2,495	0,00	0,00	187,13
Azioni sui parapetti	<b>q8</b>			0,00			0,00	0,00

Coefficienti sismici	Sv	Sh $\gamma$ l	Sdv	Sdh
	0,00	0,35 1,00	0,00	0,35

Azioni sismiche		q6						
<b>Incr. carichi Verticali</b>								
PP		0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Perm. Portati		0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
carichi mobili		0,00	0,00	0,00		0,00	0,00	0,00
<b>Sisma Long.</b>								
PP		65,21	60,00	3912,30	0,00	1,60	6259,68	0,00
Perm. Portati		19,86	60,00	1191,75	0,00	2,40	2860,20	0,00
carichi mobili		0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
<b>Sisma Trasv.</b>								
PP		65,21	15,00	978,08	1,600	0,00	0,00	1564,92
Perm. Portati		19,86	15,00	297,94	2,40	0,00	0,00	715,05
carichi mobili		451,50	1,00	451,50	0,00	0,00	0,00	0,00

Per l'impalcato si prendono in considerazione le seguenti combinazioni di carico:

COMBINAZIONI	g1	g2	g3	$\varepsilon 1$	$\varepsilon 2$	$\varepsilon 3$	$\varepsilon 4$	q1	q2	q3	q4	q5	q6	q7	q8	q9
AI	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00
AII	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,00	0,00	0,60	0,00	1,00	1,00	1,00
AIII	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,00	0,20	0,00	1,00	1,00	1,00
AIV	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,00	1,00	0,20	0,00	1,00	1,00	1,00

FI	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,40	0,00	0,00	0,00	0,00
FII	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,40	0,25	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
FIII	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,40	0,25	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

UI	1,50	1,50	1,50	1,20	1,20	1,20	1,20	0,00	0,00	0,00	0,00	1,50		1,50	1,50
UII	1,50	1,50	1,50	1,20	1,20	1,20	1,20	1,50	1,50	0,00	0,00	0,90		1,50	1,50
UIII	1,50	1,50	1,50	1,20	1,20	1,20	1,20	1,50	1,50	1,50	0,00	0,30		1,50	1,50
UIV	1,50	1,50	1,50	1,20	1,20	1,20	1,20	1,50	1,50	0,00	1,50	0,30		1,50	1,50

Per ogni combinazione di carico considerata si determinano le seguenti azioni sulla spalla A in esame :

SLE	V(kN) Hlong(kN) Htrasv(kN) Mlong(kNm) Mtrasv(kNm)					
	<b>A I</b>	3645,75	1167,00	187,50	466,80	467,81
<b>A II</b>	5296,95	1167,00	112,50	466,80	2062,83	
<b>A III</b>	5296,95	1440,00	37,50	1119,27	1875,71	
<b>A IV</b>	5296,95	1167,00	37,50	466,80	1875,71	
SLE di fessurazione	<b>FI</b>	3645,75	0,00	75,00	0,00	187,13
	<b>FII</b>	4306,23	0,00	0,00	0,00	712,86
	<b>FIII</b>	4306,23	0,00	0,00	0,00	712,86
SLU	<b>UI</b>	5468,63	1750,50	281,25	700,20	701,72
	<b>UII</b>	7945,43	1750,50	168,75	700,20	3094,25
	<b>UIII</b>	7945,43	2160,00	56,25	1678,91	2813,56
	<b>UIV</b>	7945,43	1750,50	56,25	700,20	2813,56
<b>SLU</b>	<b>sisma</b>	3645,75	5104,05	1276,01	9119,88	2279,97

Le sollecitazioni flettenti longitudinali verranno tradotte in incrementi/riduzioni dello sforzo normale agente sugli appoggi secondo una distribuzione lineare delle risultanti (Delta N=Mlong/J\*di)

	campata 1	campata 2	campata 3	campata 4	campata 5	campata 6	campata 7	campata 8	campata 9
passo	28,40	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
distanza dalla mezzeria	28,40	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
distanza quadratica	806,56	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
J	806,56								
W	28,40								

	N(kN)	Delta N	Nrisultante	Hlong(kN)	Htrasv(kN)	Mtrasv(kNm)
A I	3645,75	16,44	3662,19	1167,00	187,50	467,81
A II	5296,95	16,44	5313,39	1167,00	112,50	2062,83
A III	5296,95	39,41	5336,36	1440,00	37,50	1875,71
A IV	5296,95	16,44	5313,39	1167,00	37,50	1875,71

FI	3645,75	0,00	3645,75	0,00	75,00	187,13
FII	4306,23	0,00	4306,23	0,00	0,00	712,86
FIII	4306,23	0,00	4306,23	0,00	0,00	712,86

sisma	3645,75	321,12	3966,87	5104,05	1276,01	2279,97
-------	---------	--------	---------	---------	---------	---------

UI	5468,63	24,65	5493,28	1750,50	281,25	701,72
UII	7945,43	24,65	7970,08	1750,50	168,75	3094,25
UIII	7945,43	59,12	8004,54	2160,00	56,25	2813,56
UIV	7945,43	24,65	7970,08	1750,50	56,25	2813,56

Le azioni provenienti dall'impalcato vengono quindi trasmesse ai pali di fondazione:

Da carichi verticali					
	N(kN)	el(m)	et(m)	MI (kNm)	Mt (kNm)
A I	3662,19	-3,10	0,00	-11352,78	467,81
A II	5313,39	-3,10	0,00	-16471,50	2062,83
A III	5336,36	-3,10	0,00	-16542,72	1875,71
A IV	5313,39	-3,10	0,00	-16471,50	1875,71

FI	3645,75	-3,10	0,00	-11301,83	187,13
FII	4306,23	-3,10	0,00	-13349,31	712,86
FIII	4306,23	-3,10	0,00	-13349,31	712,86

UI	5493,28	-3,10	0,00	-17029,17	701,72
UII	7970,08	-3,10	0,00	-24707,25	3094,25
UIII	8004,54	-3,10	0,00	-24814,08	2813,56
UIV	7970,08	-3,10	0,00	-24707,25	2813,56

sisma	3966,87	-3,10	0,00	-12297,30	2279,97
-------	---------	-------	------	-----------	---------

Altezza appoggio		40,00 cm				
Da carichi orizzontali						
	Hlong(kN)	Hltrasv(kN)	el(m)	et(m)	MI (kNm)	Mt (kNm)
UII	-1760,00	287,26	9,40	9,40	-16959,80	2062,83
UIII	-1760,00	188,06	9,40	9,40	-16959,80	1875,71
UIV	-2460,00	50,06	9,40	9,40	-23500,00	562,06
sisma	-5760,00	1250,06	9,40	9,40	-49959,80	1500,06

<b>Azioni alla base della spalla</b>					
	<b>N(kN)</b>	<b>Hlong(kN)</b>	<b>Htrasv(kN)</b>	<b>Mlong(kNm)</b>	<b>Mtrasv(kNm)</b>
A I	41516,41	-9708,46	187,50	-10711,84	2230,31
A II	43167,61	-9708,46	112,50	-15830,56	3120,33
A III	43190,58	-9981,46	37,50	-18467,98	2228,21
A IV	43167,61	-9708,46	37,50	-15830,56	2228,21
FI	60427,08	-12812,18	75,00	6114,28	892,13
FII	61087,56	-12812,18	0,00	4066,79	712,86
FIII	61087,56	-12812,18	0,00	4066,79	712,86
UI	62274,61	-14562,68	281,25	-16067,77	3345,47
UII	64751,41	-14562,68	168,75	-35047,67	4680,50
UIII	64785,88	-14972,18	56,25	-41051,29	3342,31
UIV	64751,41	-14562,68	56,25	-37095,16	3342,31
SISMA x	41821,10	-29556,77	0,00	-138989,86	0,00
SISMA y	41821,10	0,00	17187,28	0,00	104599,71

## 5 Effetti globali spalla B – H = 6.00 m

### 5.1 Analisi dei carichi

#### 5.1.1 Azioni verticali e orizzontali agenti direttamente sulla spalla in condizioni statiche

In condizione statiche le azioni agenti sulle spalle sono le seguenti:

Avendo utilizzato, per il calcolo delle sollecitazioni, una procedura agli elementi finiti sia per le pile, che per l'impalcato, i pesi propri strutturali sono stati valutati automaticamente e tenuti in conto per mezzo di tale procedura, fornendo nei dati di input le corrette dimensioni degli elementi strutturali e le relative densità di peso:

c.a.:  $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$ .

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

Azioni verticali  
pesi propri spalla

		<b>N(kN)</b>	<b>el(m)</b>	<b>et(m)</b>	<b>MI (kNm)</b>	<b>Mt (kNm)</b>
<b>Paraghia</b>						
H	2,40					
B	13,50	283,50	-1,730	0,00	-490,46	0,00
s	0,35					
<b>Paramento</b>						
H	6,00					
B	13,50	3645,00	-2,900	0,00	-10570,50	0,00
s	1,80					
<b>Risvolto</b>						
A	169,26	4231,50	2,550	0,00	10790,33	0,00
s	1,00					
<b>Zattera di fondazione</b>						
A	207,36	10368,00	0,00	0,00	0,00	0,00
s	2,00					
<b>Terreno</b>						
H	11,50					
B	9,10	17518,41	2,550	0,00	44671,95	0,00
s	9,30					
<b>Carichi permanenti</b>						
q	12,50					
H	11,50	1200,31	2,420	0,00	2904,76	0,00
B	8,35					
<b>subtotale</b>		<b>37246,72</b>			<b>47306,07</b>	<b>0,00</b>

et = ECCENTR. TRASVERSALE

el = ECCENTR. LONG.

MI = MOMENTO LONG.

Mt = MOMENTO TRASV.

Per quanto riguarda la spinta del terreno sulla spalla si hanno le seguenti caratteristiche del terreno di rilevato:

Le caratteristiche del terreno da adottare sono le seguenti:

$$\gamma = 18 \text{ kN/mc} \quad \varphi = 20$$

$$K_a = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} = 0,490$$

quindi risultano le seguenti spinte:

	Hlong(kN)	el(m)	MI (kNm)
Spinta terreno			
H	10,30	-6319,81	3,43 -21698,03
B	13,50		
Incr. Accidentali			
q	12,50	-852,19	5,15 -4388,76

### 5.1.2 Sovrappinte Sulla Spalla In Condizioni Sismiche.

Sismiche	$\beta C$	Sdh	$\Delta k_a$		
	1	0,35	0,172		
Inerzie					
	H(kN)	el(m)	et(m)	MI (kNm)	Mt (kNm)
Paraghia	-99,23	9,150	9,150	-907,91	-907,91
Paramento	-1275,75	5,00	5,00	-6378,75	-6378,75
Risvolto	-1481,03	6,180	6,180	-9152,73	-9152,73
Zattera di fondazione	-3628,80	1,00	1,00	-3628,80	-3628,80
Terreno	-6131,44	6,180	6,18	-37892,32	-37892,32
Carichi permanenti	-420,11	10,30	10,30	-4327,13	-4327,13
Incr. di spinta	-2211,93	6,87	6,87	-15188,62	-15188,62
Incr. di spinta acc.	-298,27	5,15	5,15	-1536,07	-1536,07
<b>subtotale</b>	<b>-15248,29</b>			<b>-79012,33</b>	<b>79012,33</b>

<b>CAMPATA L = 30,00 m (app. FISSO)</b>								
Azioni statiche		q(KN/m)	L (m)	F (KN)	et (m)	el (m)	MI (KNm)	Mt (KNm)
<b>Verticali</b>								
PP delle strutture	<b>g1</b>	186,30	15,00	2795	0,00	0,00	0,00	0,00
Baggioli	<b>g2</b>		1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	<b>g2</b>			0,00			0,00	0,00
Perm. Portati	<b>g2</b>	56,75	15,00	851,3	0,00	0,00	0,00	0,00
spinta terra	<b>g3</b>			0,00			0,00	0,00
spinta idraulica	<b>g3</b>			0,00			0,00	0,00
dist. di prog.	$\varepsilon 1$			0,00			0,00	0,00
ritiro	$\varepsilon 2$			0,00			0,00	0,00
$\Delta I$ Impalcato	$\varepsilon 3$			0,00			0,00	0,00
scorrim. Viscosi	$\varepsilon 4$			0,00			0,00	0,00
cedim. Vincolari	$\varepsilon 5$			0,00			0,00	0,00

### 5.1.3 Azioni provenienti dall'impalcato

Per i carichi mobili si riporta il seguente tabulato di calcolo:

carichi mobili	<b>q1a+q1b</b>	600,00	1,00	768,00	3,57	0,00	0,00	2741,76
carichi mobili	<b>0,5(q1a+q1b)</b>	300,00	1,00	384,00	0,00	0,00	0,00	0,00
carichi mobili	<b>0,35(q1a+q1b)</b>	210,00	1,00	268,80	-3,57	0,00	0,00	-959,62
carichi mobili	<b>q1e</b>	6,00	15,00	115,20	6,23	0,00	0,00	717,70
carichi mobili	<b>q1e</b>	6,00	15,00	115,20	-6,23	0,00	0,00	-717,70
incr. Din	<b>q2</b>	1,28		0,00			0,00	0,00

<b>Orizzontali Long.</b>								
Frenatura	<b>q3</b>	273,00	1,00	273,00	0,00	2,39	652,47	0,00
dist. di prog.	$\varepsilon 1$			0,00			0,00	0,00
ritiro	$\varepsilon 2$			0,00			0,00	0,00
$\Delta T$ Impalcato	$\varepsilon 3$			0,00			0,00	0,00
scorrim. Viscosi	$\varepsilon 4$			0,00			0,00	0,00
cedim. Vincolari	$\varepsilon 5$			0,00			0,00	0,00
res. Parassite	<b>q7</b>	1167,00	1,00	1167,00	0,00	0,40	466,80	0,00

<b>Orizzontali Trasv.</b>								
dist. di prog.	$\varepsilon 1$			0,00			0,00	0,00
ritiro	$\varepsilon 2$			0,00			0,00	0,00
$\Delta T$ Impalcato	$\varepsilon 3$			0,00			0,00	0,00
scorrim. Viscosi	$\varepsilon 4$			0,00			0,00	0,00
cedim. Vincolari	$\varepsilon 5$			0,00			0,00	0,00
centrif.	<b>q4</b>	0,00	15,00	0,00	2,390	0,00	0,00	0,00
Vento	<b>q5</b>	5,00	15,00	75,00	2,495	0,00	0,00	187,13
Azioni sui parapetti	<b>q8</b>			0,00			0,00	0,00

Coefficienti sismici	Sv	Sh $\gamma$ l	Sdv	Sdh
	0,00	0,35 1,00	0,00	0,35

Azioni sismiche	q6							
<b>Incr. carichi Verticali</b>								
PP	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Perm. Portati	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
carichi mobili	0,00	0,00	0,00			0,00	0,00	0,00
<b>Sisma Long.</b>								
PP	65,21	60,00	3912,30	0,00	1,60	6259,68	0,00	
Perm. Portati	19,86	60,00	1191,75	0,00	2,40	2860,20	0,00	
carichi mobili	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
<b>Sisma Trasv.</b>								
PP	65,21	15,00	978,08	1,600	0,00	0,00	1564,92	
Perm. Portati	19,86	15,00	297,94	2,40	0,00	0,00	715,05	
carichi mobili	451,50	1,00	451,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Per l'impalcato si prendono in considerazione le seguenti combinazioni di carico:

COMBINAZIONI	g1	g2	g3	$\epsilon$ 1	$\epsilon$ 2	$\epsilon$ 3	$\epsilon$ 4	q1	q2	q3	q4	q5	q6	q7	q8	q9
AI	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00
AII	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,00	0,00	0,60	0,00	1,00	1,00
AIII	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,00	0,20	0,00	1,00	1,00	1,00
AIV	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,00	1,00	0,20	0,00	1,00	1,00	1,00
FI	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,40	0,00	0,00	0,00	0,00
FII	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,40	0,25	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
FIII	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,40	0,25	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
UI	1,50	1,50	1,50	1,20	1,20	1,20	1,20	0,00	0,00	0,00	0,00	1,50		1,50	1,50	
UII	1,50	1,50	1,50	1,20	1,20	1,20	1,20	1,50	1,50	0,00	0,00	0,90		1,50	1,50	
UIII	1,50	1,50	1,50	1,20	1,20	1,20	1,20	1,50	1,50	1,50	0,00	0,30		1,50	1,50	
UIV	1,50	1,50	1,50	1,20	1,20	1,20	1,20	1,50	1,50	0,00	1,50	0,30		1,50	1,50	

Per ogni combinazione di carico considerata si determinano le seguenti azioni sulla spalla B in esame:

Spalla con appoggio fisso					
	V(kN)	Hlong(kN)	Htrasv(kN)	Mlong(kNm)	Mtrasv(kNm)
<b>A I</b>	3645,75	1167,00	187,50	466,80	467,81
<b>A II</b>	5296,95	1167,00	112,50	466,80	2062,83
<b>A III</b>	5296,95	1440,00	37,50	1119,27	1875,71
<b>A IV</b>	5296,95	1167,00	37,50	466,80	1875,71

<b>SLE</b> <b>di</b> <b>fessurazione</b> <b>e</b>	<b>FI</b>	3645,75	0,00	75,00	0,00	187,13
	<b>FII</b>	4306,23	0,00	0,00	0,00	712,86
	<b>FIII</b>	4306,23	0,00	0,00	0,00	712,86

<b>SLU</b>	<b>UI</b>	5468,63	1750,50	281,25	700,20	701,72
	<b>UII</b>	7945,43	1750,50	168,75	700,20	3094,25
	<b>UIII</b>	7945,43	2160,00	56,25	1678,91	2813,56
	<b>UIV</b>	7945,43	1750,50	56,25	700,20	2813,56

<b>sisma</b>	3645,75	5104,05	1276,01	9119,88	2279,97
--------------	---------	---------	---------	---------	---------

### COMBINAZIONI AZIONI SOMMITA' SPALLA

#### Fissa

impalcato a doppia corsia      e=0,00

	<b>N(kN)</b>	<b>Hlong(kN)</b>	<b>Htrasv(kN)</b>	<b>Mlong(kNm)</b>	<b>Mtrasv(kNm)</b>
<b>A I</b>	3645,75	1167,00	187,50	466,80	467,81
<b>A II</b>	5296,95	1167,00	112,50	466,80	2062,83
<b>A III</b>	5296,95	1440,00	37,50	1119,27	1875,71
<b>A IV</b>	5296,95	1167,00	37,50	466,80	1875,71

<b>FI</b>	3645,75	0,00	75,00	0,00	187,13
<b>FII</b>	4306,23	0,00	0,00	0,00	712,86
<b>FIII</b>	4306,23	0,00	0,00	0,00	712,86

<b>UI</b>	5468,63	1750,50	281,25	700,20	701,72
<b>UII</b>	7945,43	1750,50	168,75	700,20	3094,25
<b>UIII</b>	7945,43	2160,00	56,25	1678,91	2813,56
<b>UIV</b>	7945,43	1750,50	56,25	700,20	2813,56

Le sollecitazioni flettenti longitudinali verranno tradotte in incrementi/riduzioni dello sforzo normale agente sui 2 appoggi secondo una distribuzione lineare delle risultanti ( $\Delta N = M_{long} / J \cdot d_i$ )

	campata 1	campata 2	campata 3	campata 4	campata 5	campata 6	campata 7	campata 8	campata 9
<b>passo</b>	28,40	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
<b>distanza dalla mezzeria</b>	28,40	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
<b>distanza quadratica</b>	806,56	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
<b>J</b>	806,56								
<b>W</b>	28,40								

**COMBINAZIONI AZIONI SOMMITA' SPALLA APPOGGIO FISSO**  
 Risultanti sollecitazioni in sommità della pila appoggio fisso

	<b>N(kN)</b>	<b>Delta N</b>	<b>Nrisultante</b>	<b>Hlong(kN)</b>	<b>Htrasv(kN)</b>	<b>Mtrasv(kNm)</b>
A I	3645,75	16,44	3662,19	1167,00	187,50	467,81
A II	5296,95	16,44	5313,39	1167,00	112,50	2062,83
A III	5296,95	39,41	5336,36	1440,00	37,50	1875,71
A IV	5296,95	16,44	5313,39	1167,00	37,50	1875,71

FI	3645,75	0,00	3645,75	0,00	75,00	187,13
FII	4306,23	0,00	4306,23	0,00	0,00	712,86
FIII	4306,23	0,00	4306,23	0,00	0,00	712,86

UI	5468,63	24,65	5493,28	1750,50	281,25	701,72
UII	7945,43	24,65	7970,08	1750,50	168,75	3094,25
UIII	7945,43	59,12	8004,54	2160,00	56,25	2813,56
UIV	7945,43	24,65	7970,08	1750,50	56,25	2813,56

sisma	3645,75	321,12	3966,87	5104,05	1276,01	2279,97
-------	---------	--------	---------	---------	---------	---------

## Azioni provenienti dall' impalcato

Da carichi verticali					
	N(kN)	el(m)	et(m)	MI (kNm)	Mt (kNm)
A I	3662,19	-3,10	0,00	-11352,78	187,13
A II	5313,39	-3,10	0,00	-16471,50	1894,42
A III	5336,36	-3,10	0,00	-16542,72	1819,57
A IV	5313,39	-3,10	0,00	-16471,50	1819,57

FI	3645,75	-3,10	0,00	-11301,83	74,85
FII	4306,23	-3,10	0,00	-13349,31	712,86
FIII	4306,23	-3,10	0,00	-13349,31	712,86

UI	5493,28	-3,10	0,00	-17029,17	280,69
UII	7970,08	-3,10	0,00	-24707,25	2841,63
UIII	8004,54	-3,10	0,00	-24814,08	2729,35
UIV	7970,08	-3,10	0,00	-24707,25	2729,35

Altezza appoggio		40,00 cm				
Da carichi orizzontali						
	Hlong(kN)	Hltrasv(kN)	el(m)	et(m)	MI (kNm)	Mt (kNm)
A I	-1167,00	75,00	8,40	8,40	-9802,80	630,00
A II	-1167,00	45,00	8,40	8,40	-9802,80	378,00
A III	-1440,00	15,00	8,40	8,40	-12096,00	126,00
A IV	-1167,00	15,00	8,40	8,40	-9802,80	126,00

FI	0,00	30,00	8,40	8,40	0,00	252,00
FII	0,00	0,00	8,40	8,40	0,00	0,00
FIII	0,00	0,00	8,40	8,40	0,00	0,00

UI	-1750,50	112,50	8,40	8,40	-14704,20	945,00
UII	-1750,50	67,50	8,40	8,40	-14704,20	567,00
UIII	-2160,00	22,50	8,40	8,40	-18144,00	189,00
UIV	-1750,50	22,50	8,40	8,40	-14704,20	189,00

sisma	-5104,05	1276,01	8,40	8,40	-42874,02	10718,51
-------	----------	---------	------	------	-----------	----------

<b>Azioni alla base della spalla</b>					
	<b>N(kN)</b>	<b>Hlong(kN)</b>	<b>Htrasv(kN)</b>	<b>Mlong(kNm)</b>	<b>Mtrasv(kNm)</b>
A I	40908,91	-8339,00	75,00	63,71	817,13
A II	42560,11	-8339,00	45,00	-5055,01	2272,42
A III	42583,08	-8612,00	15,00	-7419,43	1945,57
A IV	42560,11	-8339,00	15,00	-5055,01	1945,57

FI	55791,16	-10040,80	30,00	18405,17	326,85
FII	56451,64	-10040,80	0,00	16357,69	712,86
FIII	56451,64	-10040,80	0,00	16357,69	712,86

UI	57638,69	-11791,30	112,50	-2026,37	1225,69
UII	60115,49	-11791,30	67,50	-21006,27	3408,63
UIII	60149,95	-12200,80	22,50	-26600,39	2918,35
UIV	60115,49	-11791,30	22,50	-23053,76	2918,35

SISMA x	41213,60	-27524,34	0,00	-112964,37	0,00
SISMA y	41213,60	0,00	16524,30	0,00	92010,80

## 6 Effetti globali pila P3 fissa

### 6.1 Analisi dei carichi

#### 6.1.1 Azioni verticali e orizzontali agenti direttamente sulla pila in condizioni statiche.

In condizione statiche le azioni agenti sulle pile sono le seguenti:

Avendo utilizzato, per il calcolo delle sollecitazioni, una procedura agli elementi finiti sia per le pile, che per l'impalcato, i pesi propri strutturali sono stati valutati automaticamente e tenuti in conto per mezzo di tale procedura, fornendo nei dati di input le corrette dimensioni degli elementi strutturali e le relative densità di peso:

c.a.:  $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$ .

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

Azioni verticali  
pesi propri pila

		<b>N(kN)</b>	<b>eI(m)</b>	<b>eI(m)</b>	<b>MI (kNm)</b>	<b>Mt (kNm)</b>
pulvino						
A	3,03	758,00	0,000	0,00	0,00	0,00
s	10,00					
braccia						
A	2,25	561,25	0,000	0,00	0,00	0,00
s	5,00					
fusto						
A	5,59	768,63	0,000	0,00	0,00	0,00
s	5,50					
Zattera di fondazione						
A	90,00	4050,00	0,00	0,00	0,00	0,00
s	1,80					
Terreno						
H	0,00					
B	0,00	0,00	0,000	0,00	0,00	0,00
s	0,00					
Carichi permanenti						
q	0,00					
H	0,00	0,00	0,000	0,00	0,00	0,00
B	0,00					
<b>subtotale</b>		<b>6137,88</b>			<b>0,00</b>	<b>0,00</b>

et = ECCENTR. TRASVERSALE

el = ECCENTR. LONG.

MI = MOMENTO LONG.

Mt = MOMENTO TRASV.

## 6.1.2 Azioni pila in condizioni sismiche

Sismiche	$\beta C$		<b>Sdh</b>	<b>Sdt</b>		
	1		0,08	0,25		
Inerzie						
	<b>Hlong(kN)</b>	<b>Hltrasv(kN)</b>	<b>el(m)</b>	<b>et(m)</b>	<b>MI (kNm)</b>	<b>Mt (kNm)</b>
pulvino	-60,64	-189,50	12,520	12,520	-759,21	-2372,54
braccia	-44,90	-140,31	9,40	9,40	-422,06	-1318,94
fusto	-61,49	-192,16	4,550	4,550	-279,78	-874,31
Zattera di fondazione	-324,00	-1012,50	0,90	0,90	-291,60	-911,25
Terreno	0,00	0,00	0,000	0,00	0,00	0,00
Carichi permanenti	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Incr. di spinta	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Incr. di spinta acc.	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
<b>subtotale</b>	<b>-491,03</b>	<b>-1534,47</b>			<b>-1752,65</b>	<b>-5477,04</b>

## 6.1.3 Azioni provenienti dall'impalcato

<b>CAMPATA L = 30.00 m (app. Mobile)</b>								
Azioni statiche		q(KN/m)	L (m)	F (KN)	et (m)	el (m)	MI (KNm)	Mt (KNm)
<b>Verticali</b>								
PP delle strutture	<b>g1</b>	186,30	30,00	5589	0,00	0,00	0,00	0,00
Baggioli	<b>g2</b>		1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	<b>g2</b>			0,00			0,00	0,00
Perm. Portati	<b>g2</b>	56,75	30,00	1702,5	0,00	0,00	0,00	0,00
spinta terra	<b>g3</b>			0,00			0,00	0,00
spinta idraulica	<b>g3</b>			0,00			0,00	0,00
dist. di prog.	$\varepsilon 1$			0,00			0,00	0,00
ritiro	$\varepsilon 2$			0,00			0,00	0,00
$\Delta T$ Impalcato	$\varepsilon 3$			0,00			0,00	0,00
scorrim. Viscosi	$\varepsilon 4$			0,00			0,00	0,00
cedim. Vincolari	$\varepsilon 5$			0,00			0,00	0,00

Per i carichi mobili si riporta il seguente tabulato di calcolo:

		q(KN/m)	L (m)	F (KN)	et (m)	el (m)	MI (KNm)	Mt (KNm)
carichi mobili	<b>q1a+q1b</b>	600,00	1,00	768,00	3,57	0,00	0,00	2741,76
carichi mobili	<b>0,5(q1a+q1b)</b>	300,00	1,00	384,00	0,00	0,00	0,00	0,00
carichi mobili	<b>0,35(q1a+q1b)</b>	210,00	1,00	268,80	-3,57	0,00	0,00	-959,62
carichi mobili	<b>q1e</b>	6,00	30,00	230,40	6,23	0,00	0,00	1435,39
carichi mobili	<b>q1e</b>	6,00	30,00	230,40	-6,23	0,00	0,00	-1435,39
incr. Din	<b>q2</b>	1,28		0,00			0,00	0,00

<b>Orizzontali Long.</b>								
Frenatura	<b>q3</b>	393,00	1,00	503,04	0,00	2,05	1031,23	0,00
dist. di prog.	$\varepsilon 1$			0,00			0,00	0,00
ritiro	$\varepsilon 2$			0,00			0,00	0,00
$\Delta T$ Impalcato	$\varepsilon 3$			0,00			0,00	0,00
scorrim. Viscosi	$\varepsilon 4$			0,00			0,00	0,00
cedim. Vincolari	$\varepsilon 5$			0,00			0,00	0,00
res. Parassite	<b>q7</b>	1166,64	1,00	1166,64	0,00	0,40	466,66	0,00

<b>Orizzontali Trasv.</b>								
dist. di prog.	$\varepsilon 1$			0,00			0,00	0,00
ritiro	$\varepsilon 2$			0,00			0,00	0,00
$\Delta T$ Impalcato	$\varepsilon 3$			0,00			0,00	0,00
scorrim. Viscosi	$\varepsilon 4$			0,00			0,00	0,00
cedim. Vincolari	$\varepsilon 5$			0,00			0,00	0,00
centrif.	<b>q4</b>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Vento	<b>q5</b>	5,00	120,00	600,00	2,525	0,00	0,00	1515,00
Azioni sui parapetti	<b>q8</b>			0,00			0,00	0,00

Coefficienti sismici	St	Sh	$\gamma_l$	Sdt	Sdh
	0,24	0,07	1,00	0,25	0,08

Azioni sismiche		q6							
<b>Incr. carichi Verticali</b>									
PP		0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Perm. Portati		0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
carichi mobili		0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
<b>Sisma Long.</b>									
PP		14,90	120,00	1788,48	0,00	1,025	1833,19	0,00	
Perm. Portati		4,54	120,00	544,80	0,00	2,15	1171,32	0,00	
carichi mobili		0,00	1,00	0,00	0,00	3,55	0,00	0,00	
<b>Sisma Trasv.</b>									
PP		46,58	15,00	698,63	1,025	0,00	0,00	716,09	
Perm. Portati		14,19	15,00	212,81	2,15	0,00	0,00	457,55	
carichi mobili		0,00	1,00	0,00	3,55	0,00	0,00	0,00	

Per l'impalcato si prendono in considerazione le seguenti combinazioni di carico:

COMBINAZIONI	g1	g2	g3	$\varepsilon_1$	$\varepsilon_2$	$\varepsilon_3$	$\varepsilon_4$	q1	q2	q3	q4	q5	q6	q7	q8	q9
AI	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00
AII	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,00	0,00	0,60	0,00	1,00	1,00	1,00
AIII	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,00	0,20	0,00	1,00	1,00	1,00
AIV	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,00	1,00	0,20	0,00	1,00	1,00	1,00

FI	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,40	0,00	0,00	0,00	0,00
FII	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,40	0,25	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
FIII	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,40	0,25	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

UI	1,50	1,50	1,50	1,20	1,20	1,20	1,20	0,00	0,00	0,00	0,00	1,50		1,50	1,50
UII	1,50	1,50	1,50	1,20	1,20	1,20	1,20	1,50	1,50	0,00	0,00	0,90		1,50	1,50
UIII	1,50	1,50	1,50	1,20	1,20	1,20	1,20	1,50	1,50	1,50	0,00	0,30		1,50	1,50
UIV	1,50	1,50	1,50	1,20	1,20	1,20	1,20	1,50	1,50	0,00	1,50	0,30		1,50	1,50

Per ogni combinazione di carico considerata si determinano le seguenti azioni sulla pila 3 in esame:

Spalla con appoggio fisso					
	V(kN)	Hlong(kN)	Htrasv(kN)	Mlong(kNm)	Mtrasv(kNm)
<b>A I</b>	7291,50	1166,64	600,00	466,66	1515,00
<b>A II</b>	9173,10	1166,64	360,00	466,66	2691,14
<b>A III</b>	9173,10	1669,68	120,00	1497,89	2085,14
<b>A IV</b>	9173,10	1166,64	120,00	466,66	2085,14
<b>FI</b>	7291,50	0,00	240,00	0,00	606,00
<b>FII</b>	8044,14	0,00	0,00	0,00	712,86
<b>FIII</b>	8044,14	0,00	0,00	0,00	712,86
<b>UI</b>	10937,25	1749,96	900,00	699,98	2272,50
<b>UII</b>	13759,65	1749,96	540,00	699,98	4036,72
<b>UIII</b>	13759,65	2504,52	180,00	2246,83	3127,72
<b>UIV</b>	13759,65	1749,96	180,00	699,98	3127,72
<b>sisma</b>	7291,50	2333,28	911,44	3004,51	1173,64

#### COMBINAZIONI AZIONI SOMMITA' PILA

##### Fissa

impalcato a doppia corsia e=0,00

	N(kN)	Hlong(kN)	Htrasv(kN)	Mlong(kNm)	Mtrasv(kNm)
<b>A I</b>	7291,50	1166,64	600,00	466,66	1515,00
<b>A II</b>	9173,10	1166,64	360,00	466,66	2691,14
<b>A III</b>	9173,10	1669,68	120,00	1497,89	2085,14
<b>A IV</b>	9173,10	1166,64	120,00	466,66	2085,14
<b>FI</b>	7291,50	0,00	240,00	0,00	606,00
<b>FII</b>	8044,14	0,00	0,00	0,00	712,86
<b>FIII</b>	8044,14	0,00	0,00	0,00	712,86
<b>UI</b>	10937,25	1749,96	900,00	699,98	2272,50
<b>UII</b>	13759,65	1749,96	540,00	699,98	4036,72
<b>UIII</b>	13759,65	2504,52	180,00	2246,83	3127,72
<b>UIV</b>	13759,65	1749,96	180,00	699,98	3127,72
<b>sisma</b>	7291,50	2333,28	911,44	3004,51	1173,64

Le sollecitazioni flettenti longitudinali verranno tradotte in incrementi/riduzioni dello sforzo normale agente sui 2 appoggi secondo una distribuzione lineare delle risultanti ( $\Delta N = M_{long} / J \cdot d_i$ )

	campata 1	campata 2	campata 3	campata 4	campata 5	campata 6	campata 7	campata 8	campata 9
<b>passo</b>	28,40	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
<b>distanza dalla mezzeria</b>	28,40	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
<b>distanza quadratica</b>	806,56	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
<b>J</b>	806,56								
<b>W</b>	28,40								

### COMBINAZIONI AZIONI SOMMITA' PILA APPOGGIO FISSO

Risultanti sollecitazioni in sommità della pila appoggio fisso

	N(kN)	Delta N	Nrisultante	Hlong(kN)	Htrasv(kN)	Mtrasv(kNm)
A I	7291,50	16,43	7307,93	1166,64	600,00	1515,00
A II	9173,10	16,43	9189,53	1166,64	360,00	2691,14
A III	9173,10	52,74	9225,84	1669,68	120,00	2085,14
A IV	9173,10	16,43	9189,53	1166,64	120,00	2085,14

FI	7291,50	0,00	7291,50	0,00	240,00	606,00
FII	8044,14	0,00	8044,14	0,00	0,00	712,86
FIII	8044,14	0,00	8044,14	0,00	0,00	712,86

UI	10937,25	24,65	10961,90	1749,96	900,00	2272,50
UII	13759,65	24,65	13784,30	1749,96	540,00	4036,72
UIII	13759,65	79,11	13838,76	2504,52	180,00	3127,72
UIV	13759,65	24,65	13784,30	1749,96	180,00	3127,72

sisma	7291,50	105,79	7397,29	2333,28	911,44	1173,64
-------	---------	--------	---------	---------	--------	---------

<b>Azioni provenienti dall' impalcato</b>					
<b>Da carichi verticali</b>					
	<b>N(kN)</b>	<b>el(m)</b>	<b>et(m)</b>	<b>MI (kNm)</b>	<b>Mt (kNm)</b>
A I	7307,93	0,00	0,00	0,00	1515,00
A II	9189,53	0,00	0,00	0,00	2691,14
A III	9225,84	0,00	0,00	0,00	2085,14
A IV	9189,53	0,00	0,00	0,00	2085,14

FI	7291,50	0,00	0,00	0,00	606,00
FII	8044,14	0,00	0,00	0,00	712,86
FIII	8044,14	0,00	0,00	0,00	712,86

UI	10961,90	0,00	0,00	0,00	2272,50
UII	13784,30	0,00	0,00	0,00	4036,72
UIII	13838,76	0,00	0,00	0,00	3127,72
UIV	13784,30	0,00	0,00	0,00	3127,72

sisma	7397,29	0,00	0,00	0,00	1173,64
-------	---------	------	------	------	---------

<b>Altezza appoggio</b>	40,00 cm					
<b>Da carichi orizzontali</b>						
	<b>Hlong(kN)</b>	<b>Hltrasv(kN)</b>	<b>el(m)</b>	<b>et(m)</b>	<b>MI (kNm)</b>	<b>Mt (kNm)</b>
A I	-1166,64	600,00	13,90	13,90	-16216,30	8340,00
A II	-1166,64	360,00	13,90	13,90	-16216,30	5004,00
A III	-1669,68	120,00	13,90	13,90	-23208,55	1668,00
A IV	-1166,64	120,00	13,90	13,90	-16216,30	1668,00

FI	0,00	240,00	13,90	13,90	0,00	3336,00
FII	0,00	0,00	13,90	13,90	0,00	0,00
FIII	0,00	0,00	13,90	13,90	0,00	0,00

UI	-1749,96	900,00	13,90	13,90	-24324,44	12510,00
UII	-1749,96	540,00	13,90	13,90	-24324,44	7506,00
UIII	-2504,52	180,00	13,90	13,90	-34812,83	2502,00
UIV	-1749,96	180,00	13,90	13,90	-24324,44	2502,00

sisma	-2333,28	911,44	13,90	13,90	-32432,59	12668,98
-------	----------	--------	-------	-------	-----------	----------

## 7 Determinazione delle sollecitazioni e verifiche

### 7.1.1 Riepilogo delle sollecitazioni all'intradosso fondazioni

Nelle seguenti tabelle si riportano i carichi alla base delle fondazioni per i tre elementi in esame, Spalla fissa A, Spalla fissa B, Pila Fissae P3.

<b>Azioni alla base della spalla H=7,00 m</b>					
	<b>N(kN)</b>	<b>Hlong(kN)</b>	<b>Htrasv(kN)</b>	<b>Mlong(kNm)</b>	<b>Mtrasv(kNm)</b>
A I	41516,41	-9708,46	75,00	-10711,84	892,13
A II	43167,61	-9708,46	45,00	-15830,56	2317,42
A III	43190,58	-9981,46	15,00	-18467,98	1960,57
A IV	43167,61	-9708,46	15,00	-15830,56	1960,57
FI	60427,08	-12812,18	30,00	6114,28	356,85
FII	61087,56	-12812,18	0,00	4066,79	712,86
FIII	61087,56	-12812,18	0,00	4066,79	712,86
UI	62274,61	-14562,68	112,50	-16067,77	1338,19
UII	64751,41	-14562,68	67,50	-35047,67	3476,13
UIII	64785,88	-14972,18	22,50	-41051,29	2940,85
UIV	64751,41	-14562,68	22,50	-37095,16	2940,85
SISMA x	41821,10	-29556,77	0,00	-138989,86	0,00
SISMA y	41821,10	0,00	17187,28	0,00	104599,71

<b>Azioni alla base della spalla H=6,00 m</b>					
	<b>N(kN)</b>	<b>Hlong(kN)</b>	<b>Htrasv(kN)</b>	<b>Mlong(kNm)</b>	<b>Mtrasv(kNm)</b>
A I	40908,91	-8339,00	75,00	63,71	817,13
A II	42560,11	-8339,00	45,00	-5055,01	2272,42
A III	42583,08	-8612,00	15,00	-7419,43	1945,57
A IV	42560,11	-8339,00	15,00	-5055,01	1945,57
FI	55791,16	-10040,80	30,00	18405,17	326,85
FII	56451,64	-10040,80	0,00	16357,69	712,86
FIII	56451,64	-10040,80	0,00	16357,69	712,86

UI	57638,69	-11791,30	112,50	-2026,37	1225,69
UII	60115,49	-11791,30	67,50	-21006,27	3408,63
UIII	60149,95	-12200,80	22,50	-26600,39	2918,35
UIV	60115,49	-11791,30	22,50	-23053,76	2918,35

SISMA x	41213,60	-27524,34	0,00	-112964,37	0,00
SISMA y	41213,60	0,00	16524,30	0,00	92010,80

<b>Azioni alla base della pila</b>					
	<b>N(kN)</b>	<b>Hlong(kN)</b>	<b>Htrasv(kN)</b>	<b>Mlong(kNm)</b>	<b>Mtrasv(kNm)</b>
A I	13445,81	-1166,64	600,00	-16216,30	9855,00
A II	15327,41	-1166,64	360,00	-16216,30	7695,14
A III	15363,72	-1669,68	120,00	-23208,55	3753,14
A IV	15327,41	-1166,64	120,00	-16216,30	3753,14

FI	15884,53	0,00	240,00	0,00	3942,00
FII	16637,17	0,00	0,00	0,00	712,86
FIII	16637,17	0,00	0,00	0,00	712,86

UI	19554,92	-1749,96	900,00	-24324,44	14782,50
UII	22377,32	-1749,96	540,00	-24324,44	11542,72
UIII	22431,79	-2504,52	180,00	-34812,83	5629,72
UIV	22377,32	-1749,96	180,00	-24324,44	5629,72

SISMA x	13535,17	-2824,31	0,00	-34185,24	0,00
SISMA y	13535,17	0,00	1402,47	0,00	19319,66

## 7.1.2 Sollecitazione sui pali

Si determinano i carichi sui pali  $\phi 1200$  considerando il plinto come infinitamente rigido:

Nei seguenti tabulati si riportano le sollecitazioni sui pali.

SPALLA H=7m

	palo 1	palo 2	palo 3	palo 4	palo 5	palo 6	palo 7	palo 8	palo 9	palo 10
<b>ANALISI TRASVERSALE</b>										
passo	2,00	4,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
distanza dalla mezzeria	2,00	6,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
distanza quadratica	4,00	36,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
J	80,00									
n file	4,00									
W	160,00	53,33								
<b>ANALISI LLONGITUDINALE</b>										
passo	2,00	4,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
distanza dalla mezzeria	2,00	6,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
distanza quadratica	4,00	36,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
J	80,00									
n file	4,00									
W	160,00	53,33								
Numero totale pali	16									

	Nmax	Nmin	H	b	M
A I	2812,36	2377,19	606,80	1,78	1080,10
A II	3038,27	2357,68	606,78	1,78	1080,08
A III	3082,47	2316,35	623,84	1,78	1110,44
A IV	3031,58	2364,37	606,78	1,78	1080,07
FI	3898,03	3655,35	800,76	1,78	1425,36
FII	3907,60	3728,35	800,76	1,78	1425,36
FIII	3907,60	3728,35	800,76	1,78	1425,36
UI	4218,54	3565,78	910,19	1,78	1620,15
UII	4769,33	3324,60	910,18	1,78	1620,12
UIII	4874,02	3224,22	935,76	1,78	1665,66
UIV	4797,68	3296,24	910,17	1,78	1620,10
SISMA x	5220,04	7,60	1847,30	1,78	3288,19
SISMA y	4575,06	652,57	1074,20	1,78	1912,08

	palo 1	palo 2	palo 3	palo 4	palo 5	palo 6	palo 7	palo 8	palo 9	palo 10
<b>ANALISI TRASVERSALE</b>										
passo	2,00	4,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
distanza dalla mezzeria	2,00	6,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
distanza quadratica	4,00	36,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
J	80,00									
n file	4,00									
W	160,00	53,33								
<b>ANALISI LLONGITUDINALE</b>										
passo	2,00	4,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
distanza dalla mezzeria	2,00	6,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
distanza quadratica	4,00	36,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
J	80,00									
n file	4,00									
W	160,00	53,33								
Numero totale pali	16									

	Nmax	Nmin	H	b	M
A I	2573,32	2540,29	521,21	1,78	927,75
A II	2797,40	2522,61	521,20	1,78	927,73
A III	2837,05	2485,84	538,25	1,78	958,09
A IV	2791,27	2528,74	521,19	1,78	927,72
FI	3838,19	3135,70	627,55	1,78	1117,04
FII	3848,32	3208,14	627,55	1,78	1117,04
FIII	3848,32	3208,14	627,55	1,78	1117,04
UI	3663,40	3541,44	736,99	1,78	1311,84
UII	4215,02	3299,41	736,97	1,78	1311,80
UIII	4312,88	3205,86	762,55	1,78	1357,34
UIV	4244,22	3270,21	736,96	1,78	1311,78
SISMA x	4694,06	457,64	1720,27	1,78	3062,08
SISMA y	4301,05	850,65	1032,77	1,78	1838,33

	palo 1	palo 2	palo 3	palo 4	palo 5	palo 6	palo 7	palo 8	palo 9	palo 10
<b>ANALISI TRASVERSALE</b>										
<b>passo</b>	4,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
<b>distanza dalla mezzeria</b>	4,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
<b>distanza quadratica</b>	20,25	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
<b>J</b>	40,50									
<b>n file</b>	2,00									
<b>W</b>	18,00									
<b>ANALISI LLONGITUDINALE</b>										
<b>passo</b>	2,25	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
<b>distanza dalla mezzeria</b>	2,25	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
<b>distanza quadratica</b>	5,06	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
<b>J</b>	10,13									
<b>n file</b>	3,00									
<b>W</b>	13,50									
<b>Numero totale pali</b>	6									

	<b>Nmax</b>	<b>Nmin</b>	<b>H</b>	<b>b</b>	<b>M</b>
A I	3989,67	492,26	218,65	1,78	389,19
A II	4183,28	925,85	203,49	1,78	362,21
A III	4488,28	632,96	279,00	1,78	496,62
A IV	3964,28	1144,85	195,47	1,78	347,93

FI	2866,42	2428,42	40,00	1,78	71,20
FII	2812,46	2733,26	0,00	1,78	0,00
FIII	2812,46	2733,26	0,00	1,78	0,00

UI	5882,21	636,09	327,97	1,78	583,79
UII	6172,63	1286,48	305,23	1,78	543,31
UIII	6630,12	847,14	418,50	1,78	744,92
UIV	5844,13	1614,98	293,20	1,78	521,89

SISMA x	4788,10	-276,38	470,72	1,78	837,88
SISMA y	3329,18	1182,55	233,74	1,78	416,07

### 7.1.3 I pali di fondazione

Le fondazioni delle spalle e delle pile sono realizzate con pali Ø 1200 armati su tutta la loro lunghezza.

Ove la morfologia del terreno e la profondità degli scavi di fondazione lo richiedono, è stato previsto un sostegno delle pareti di scavo mediante paratie di micropali Ø 220 mm armati con tubi d'acciaio.

### 7.1.4 Situazione geotecnica

L'indagine geotecnica di campagna eseguita lungo lo sviluppo dell'intero tratto di strada è consistita nell'esecuzione di sondaggi a carotaggio continuo di lunghezza variabile.

Nel corso dei sondaggi sono stati prelevati campioni indisturbati sui quali sono state eseguite le prove di laboratorio.

Inoltre, durante l'esecuzione dei sondaggi sono state eseguite prove S.P.T. e misura della coesione non drenata per mezzo del Pocket Penetrometer.

### 7.1.5 Verifica di resistenza del palo

Nella seguente tabella si evidenziano le sollecitazioni maggiormente gravose per il singolo palo:

Tabella riassuntiva sollecitazioni pali							
	combo	Nmax	Nmin	H	M	emax	emin
SPALLA A	SISMA x	5220,041	7,595626	1847,298	3288,191	432,91	0,63
SPALLAB	SISMA x	4694,064	457,6354	1720,271	3062,083	6,69	0,65
PILA 3	SISMA x	4788,102	-276,379	470,7183	837,8786	3,03	0,17

### 7.1.6 Verifiche dello sbalzo anteriore della fondazione

#### 7.1.6.1 Pali

Per il calcolo delle armature dei pali si considerano le sollecitazioni valutate al paragrafo 12.1.8

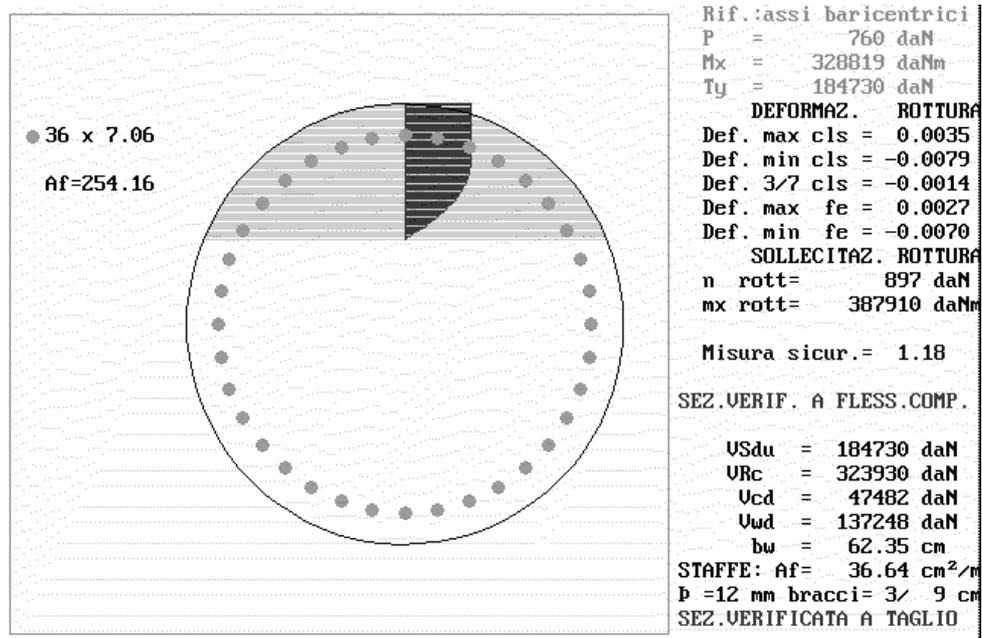
#### 7.1.6.2 Verifica armatura palo

La condizione di carico più gravosa risulta la “*sisma x*”

Copriferro 6 cm

Armatura verticale 36  $\phi$  30  $A_a = 254,16 \text{ cm}^2$

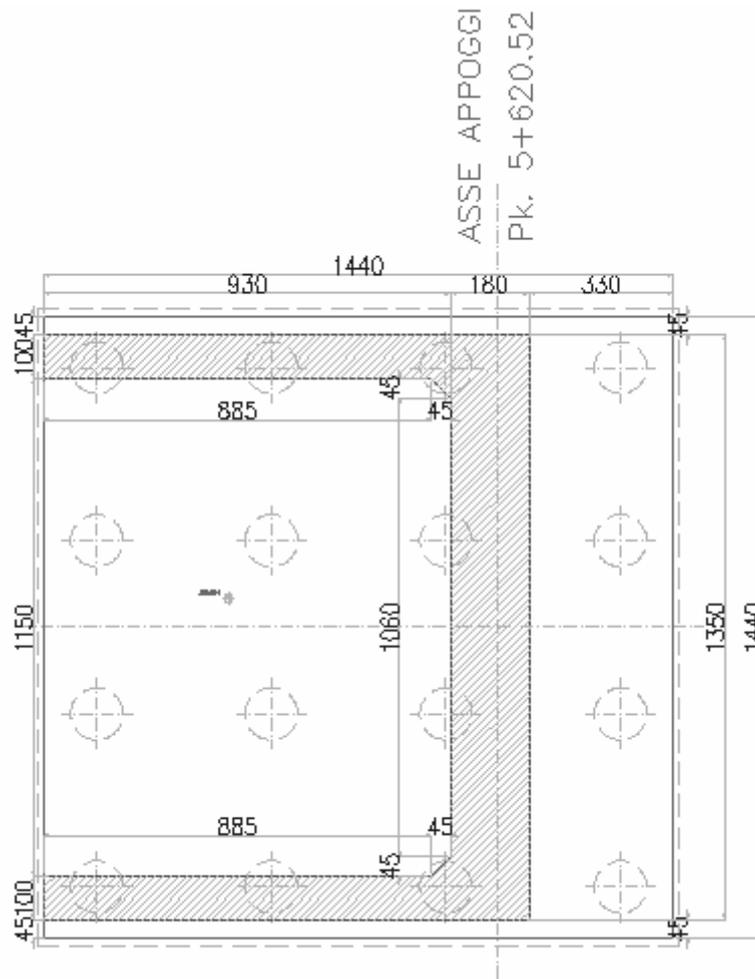
Necessaria nei primi 6 m



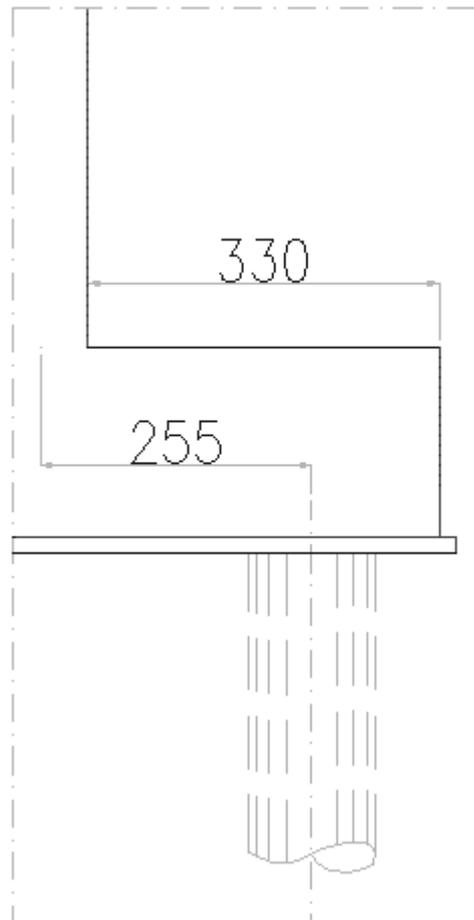
Si dispone spirale  $\phi$  12 / 5 a due bracci, per una lunghezza di 2 m (area staffe 45.20 cm²/m).

Il calcolo dell'armatura per la piastra di fondazione viene effettuato sui seguenti modelli:

- Traliccio per la mensola anteriore;
- Piastra interna, incastrata sul paramento ed appoggiata in corrispondenza dei muri di risvolto.



1. Traliccio per la mensola anteriore



**1. Traliccio per la mensola anteriore**

La condizione di carico dimensionante risulta quella da sisma, di seguito vengono calcolati i carichi fattorizzati ed effettuata la verifica agli S.L.U.

$$M_{plinto} = 2,0 \cdot 25 \cdot 4,00 \cdot 2,55^2 / 2 = 650,25 \text{ kNm}$$

Combinazione Sisma x spalla H = 7,00 m

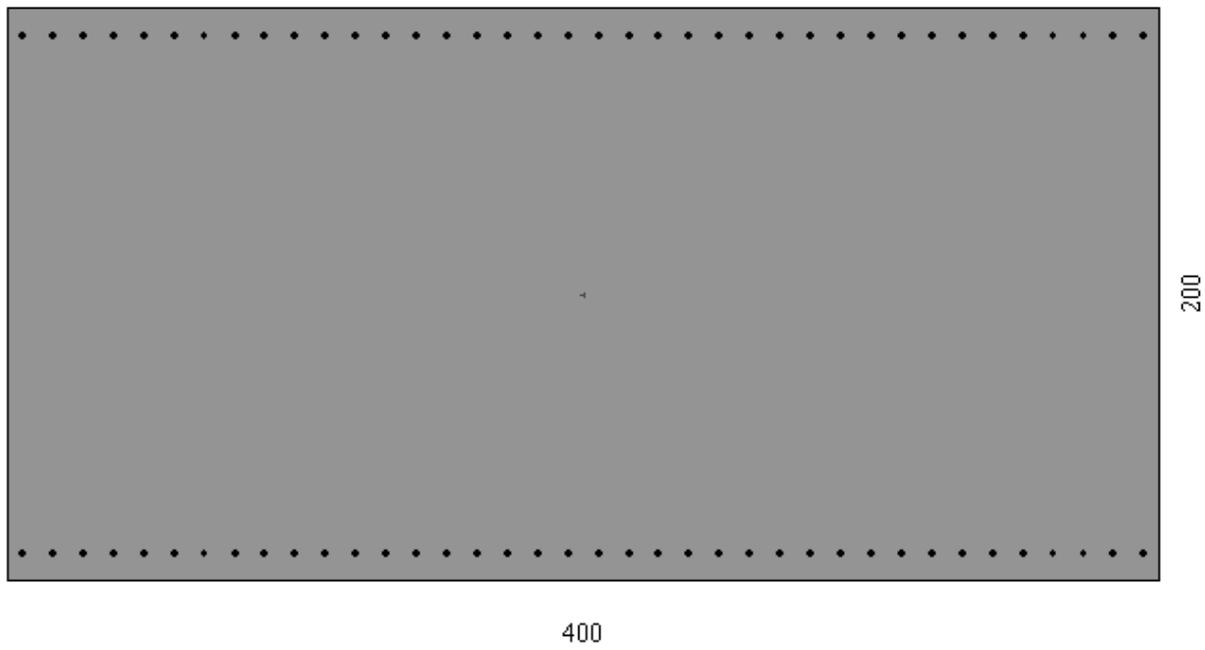
$$N_{palo} = 5220,04 \text{ kN}$$

$$M_{palo} = 5220,04 \cdot 2,55 = 13.311,10 \text{ kNm}$$

$$M_{risultante} = 12.660,85 \text{ kNm}$$

Essendo il rapporto tra punto di applicazione della forza e altezza > 1 si considera il funzionamento del traliccio a mensola classica.

La verifica verrà effettuata su una sezione di 4,00 x 2,00 m (area di influenza del palo di fondazione).



Caratteristiche sezione	
Area [cmq] = 80000,00	XG [cm] = 200,00
Ix [cm^4] = 106666666,7	YG [cm] = 100,00
Iy [cm^4] = 266666666,7	
Ixy [cm^4] = 0,0	
Nr.tondini = 76	
Af [cmq] = 403,51(0,50%)	

**Sollecitazioni** ✕

Sforzo Normale [kN]   Applicato nel baricentro

Eccentricità Y [cm]  Eccentricità X [cm]

---

Momento My [kNm]  Taglio Ty [kN]

Momento Mx [kNm]  Taglio Tx [kN]

---

Momento Y [kNm] 12661,000      Momento X [kNm] 0,000



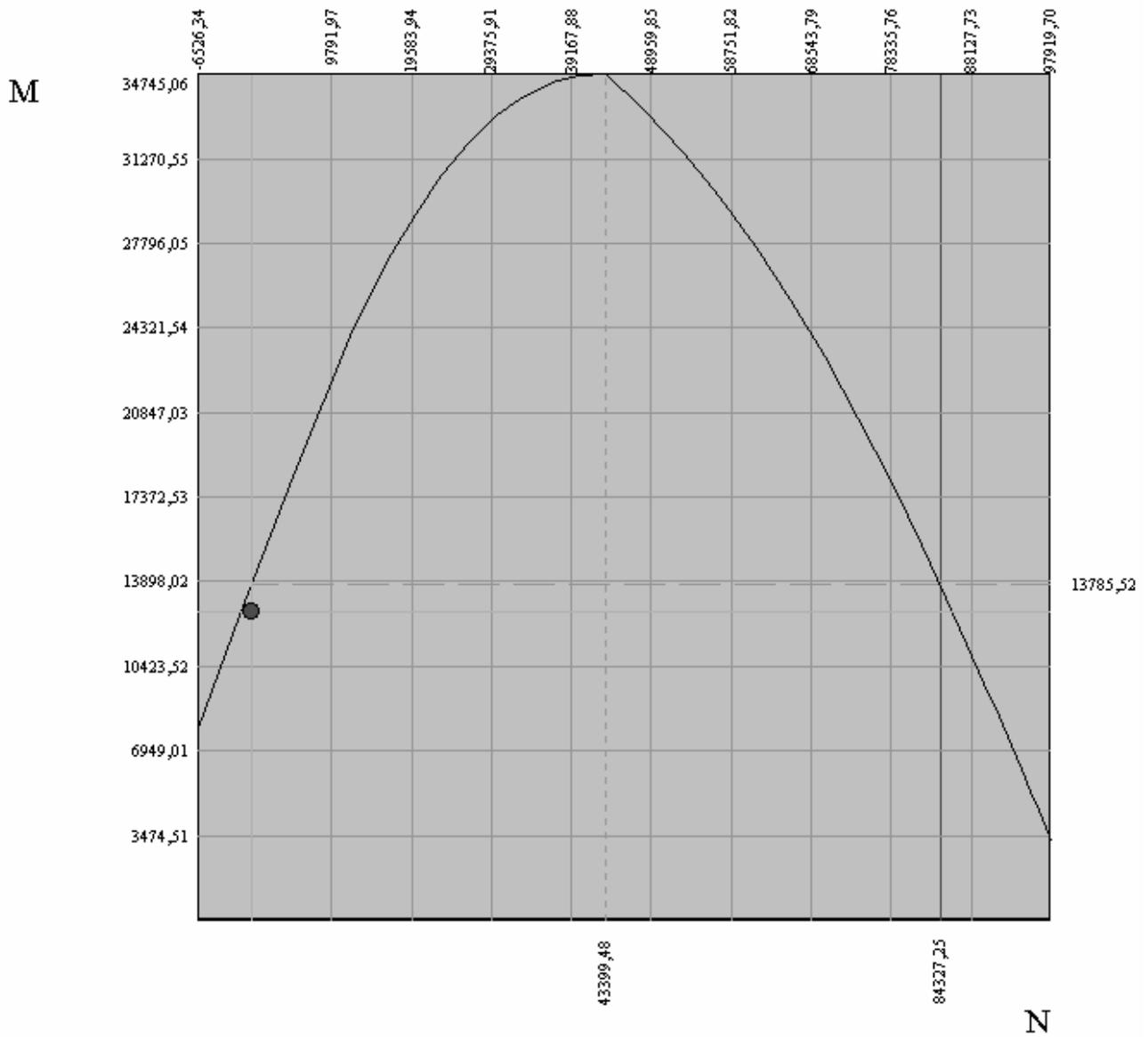
<b>Asse neutro</b>	
Xc =	41,923 cm
Equazione:	-400,000 y + 23230,645 = 0
Intersezioni	(400,00 ; 158,08) (0,00 ; 158,08)
Inclinazione	0,00 °

Tensione di compressione massima nel cls	6,632 MPa		
Tensione di trazione massima nel ferro	-353,051 MPa		
Tensione di compressione massima nel ferro	77,416 MPa		
Tensione tangenziale asse neutro	0,734 MPa		
<b>Risultanti e punti di applicazione</b>			
Cls compresso	5561,0101 kN	200,00 cm	186,03 cm
Armature compresse	1561,8936 kN	200,00 cm	190,70 cm
Compressione	7122,9037 kN	200,00 cm	187,05 cm
Armature in trazione	7122,9037 kN	200,00 cm	9,30 cm
Trazione	7122,9037 kN	200,00 cm	9,30 cm

Area sezione calcestruzzo reagente	16769,35 cmq
Area dei ferri omogeneizzata	6052,59 cmq
Area sezione omogeneizzata	22821,95 cmq
<b>Momenti di inerzia e baricentro geometrico</b>	
Xg = 200,00 cm	Yg = 100,00 cm
Inerzia sezione cls reagente	Icx = 223591395,31 cm <sup>4</sup> Icy = 107215172,80 cm <sup>4</sup>
Inerzia dei ferri omogeneizzata	Ifx = 80614833,24 cm <sup>4</sup> Ify = 49791590,91 cm <sup>4</sup>
Inerzia sezione omogeneizzata	Itx = 304206228,54 cm <sup>4</sup> Ity = 157006763,71 cm <sup>4</sup>

Sollecitazioni ultime	N = 0,0000 [kN]	M = 13785,5190 [kNm]
Sollecitazioni esercizio	N = 0,0000 [kN]	M = 12661,0000 [kNm]
<b>Coefficiente di sicurezza</b>	<b>1,089</b>	
Momento ultimo max	34745,0563 [kNm] per N = 43399,4823 [kN]	

**Dominio di resistenza**



**Verifica a taglio**

Il taglio di calcolo non deve superare il valore che, con riferimento alla resistenza di trazione di calcolo  $f_{ctd}$ , determina la formazione delle fessure oblique.

$$f_{ctm} = 0.27(R_{ck})^{3/2} = 0.27 \cdot 25^{3/2} = 2.31 \text{ Mpa}$$

$$f_{ctk} = 0.7 \cdot 2.31 = 1.61 \text{ Mpa} \quad f_{ctk} \text{ coincidente con } f_{ctd} \text{ essendo la verifica agli S.L.U.}$$

$$V_{cd} = (0.6 \cdot 1.61 \cdot 4.00 \cdot 1.92) \cdot 10^3 = 7418 \text{ kN}.$$

Non si ha bisogno di armare a taglio essendo  $V_{cd} > V_{sdu}$  essendo  $V_{sdu} = N_{palo}$ .

**Verifica a punzonamento**

In corrispondenza dei pilastri e di carichi concentrati si effettua la verifica a punzonamento, la forza resistente al punzonamento in assenza di apposita armatura è assunta pari a:

$$F = 0.5 \cdot u \cdot h \cdot f_{ctd} = 0.5 \cdot 10.05 \cdot 2 \cdot 1.61 \cdot 1.000 = 16180 \text{ kN}$$

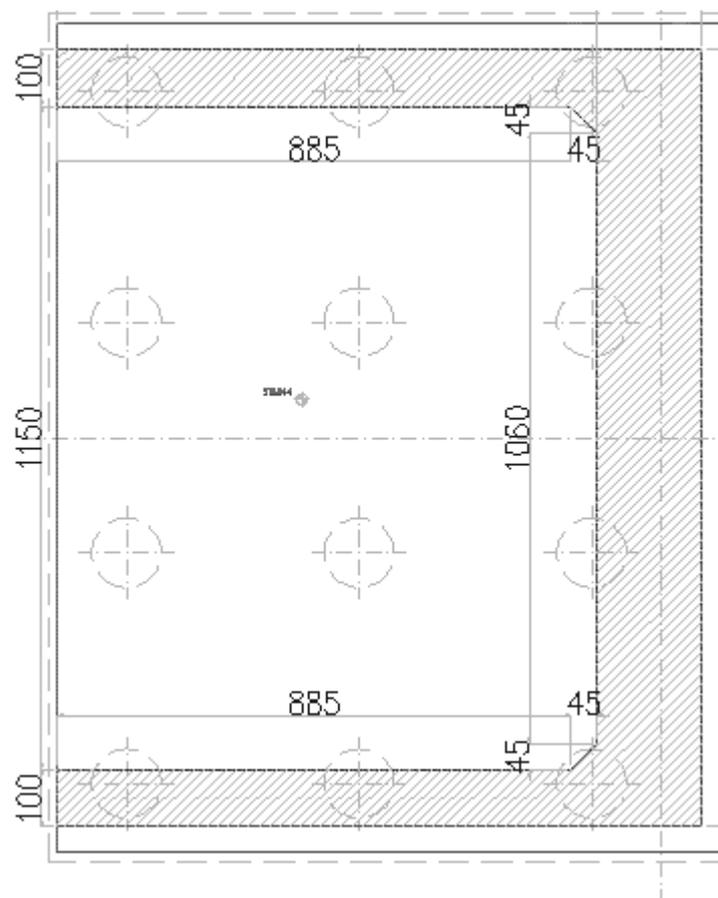
Con  $u$  = perimetro medio della sezione di scorrimento;  
 $h$  = altezza della zattera;

Dall'analisi risulta  $N < F$ , con coefficiente di sicurezza 3.1.

### 7.1.7 Verifica della parte della fondazione tra i muri laterali e quello frontale

Per la valutazione delle sollecitazioni sul solettone posteriore si considera una piastra incastrata al muro di paramento ed appoggiata in corrispondenza dei muri di risvolto soggetta ai carichi agenti verso il basso dovuti al peso proprio, peso del terreno, dai carichi permanenti, dalle azioni dei treni di carico ed all'azione media ripartita delle forze concentrate dovute ai carichi assiali trasmessi dai pali.

La geometria della struttura è indicata in figura



*geometria della struttura*

Da quanto detto in calce risulta:

carichi uniformemente ripartiti

p. proprio 25*2.0	= 50.0	kN/mq
p. terreno 9.30 * 18	= 167.4	kN/mq
p. perm	= 12.5	kN/mq
p. veicoli	= 10.0	kN/mq
<b>TOTALE</b>	<b>= 239.9</b>	<b>kN/mq</b>

**Carico fattorizzato 1,5\*239.9 = 359,85 kN/mq**

Azioni trasmesse dai pali (carichi concentrati condizione di carico UI)

$N_{medio} = 62275/16 = 3892,16 \text{ kN}$

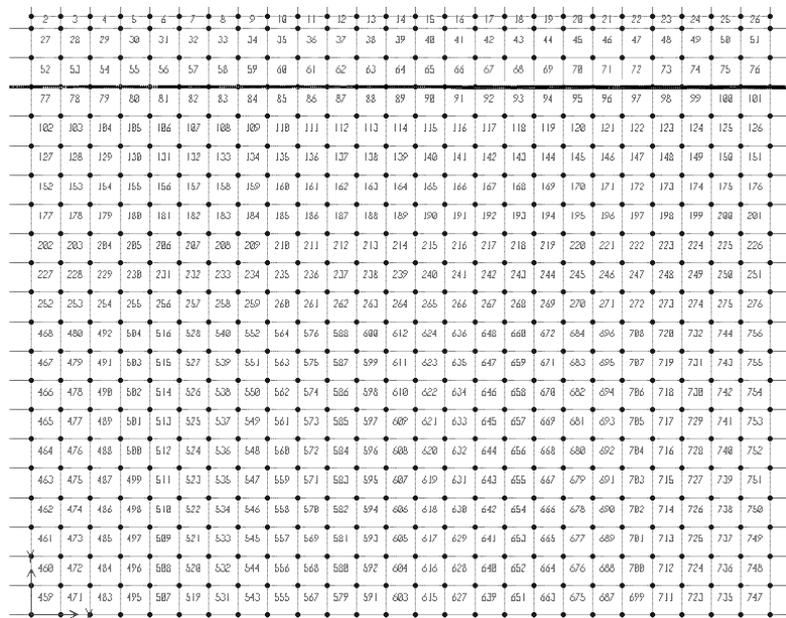
Ogni palo trasmette dunque un carico ripartito sulla proprio area di influenza (4.00 m x 4.00 m) che vale:

$q_{medio \text{ pali}} = 3892,16/(4.00*4.00) = 243,26 \text{ kN/mq}$

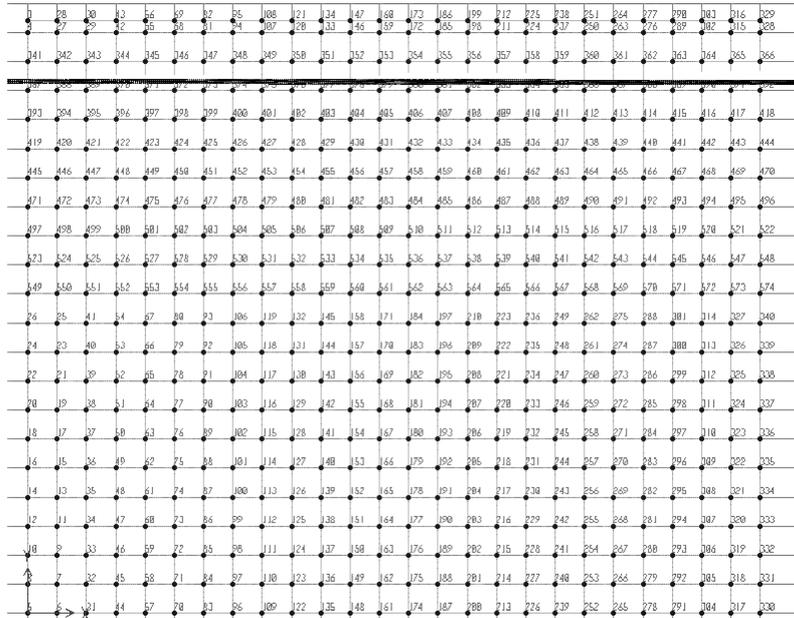
Dunque il carico netto superficiale sulla piastra vale:

$q = 359,85-243,26 = 116,59 \text{ kN/mq}$

Le verifiche agli S.L.U. vengono svolte tramite un modello agli elementi finiti:



*Mesh di calcolo, con elementi shell*



Pianta con i nodi di riferimento

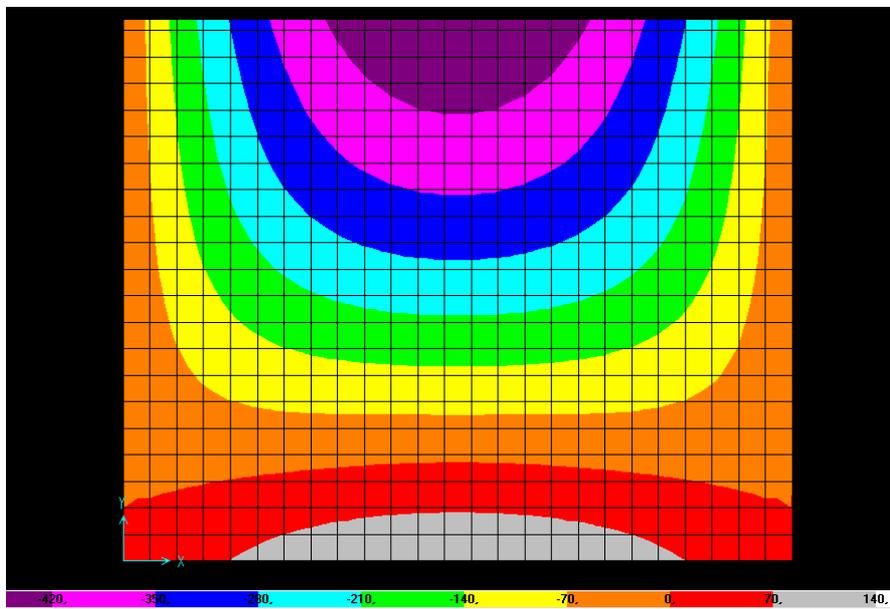
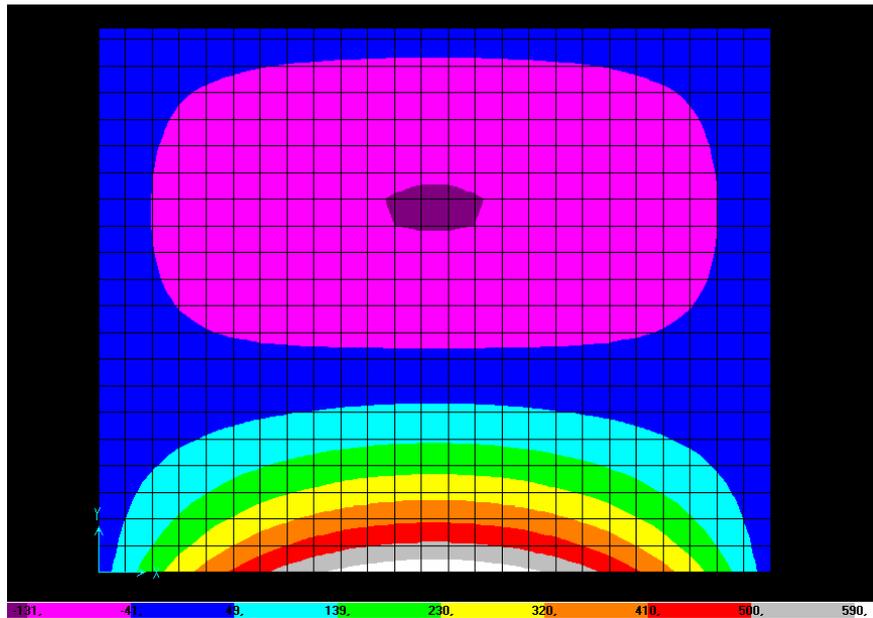


Diagramma dei Momenti in direzione trasversale sulla zattera



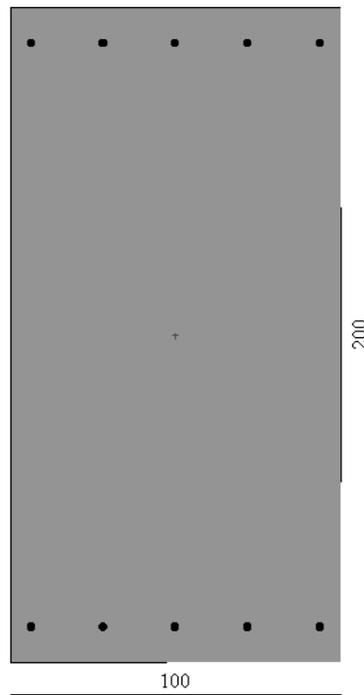
*Diagramma dei Momenti in direzione longitudinale sulla zattera*

Si ha:

Armatura in direzione trasversale:

- SHELL 14  $M_x = -1365 \text{ kNm}$   
 $T_x = 470 \text{ kN}$
- SHELL 603  $M_x = 310 \text{ kNm}$   
 $T_x = 470 \text{ kN}$

La verifica verrà effettuata su una sezione di 1,00 x 2,00 m.



Sollecitazioni			
Sforzo Normale [kN]	0,0000	<input checked="" type="checkbox"/> Applicato nel baricentro	
Eccentricità Y [cm]	0,00	Eccentricità X [cm]	0,00
Momento My [kNm]	1365,0000	Taglio Ty [kN]	470,0000
Momento Mx [kNm]	0,0000	Taglio Tx [kN]	0,0000
Momento Y [kNm] 1365,000		Momento X [kNm] 0,000	
<input type="button" value="Accetta"/> <input type="button" value="Annulla"/> <input type="button" value="Help"/>			

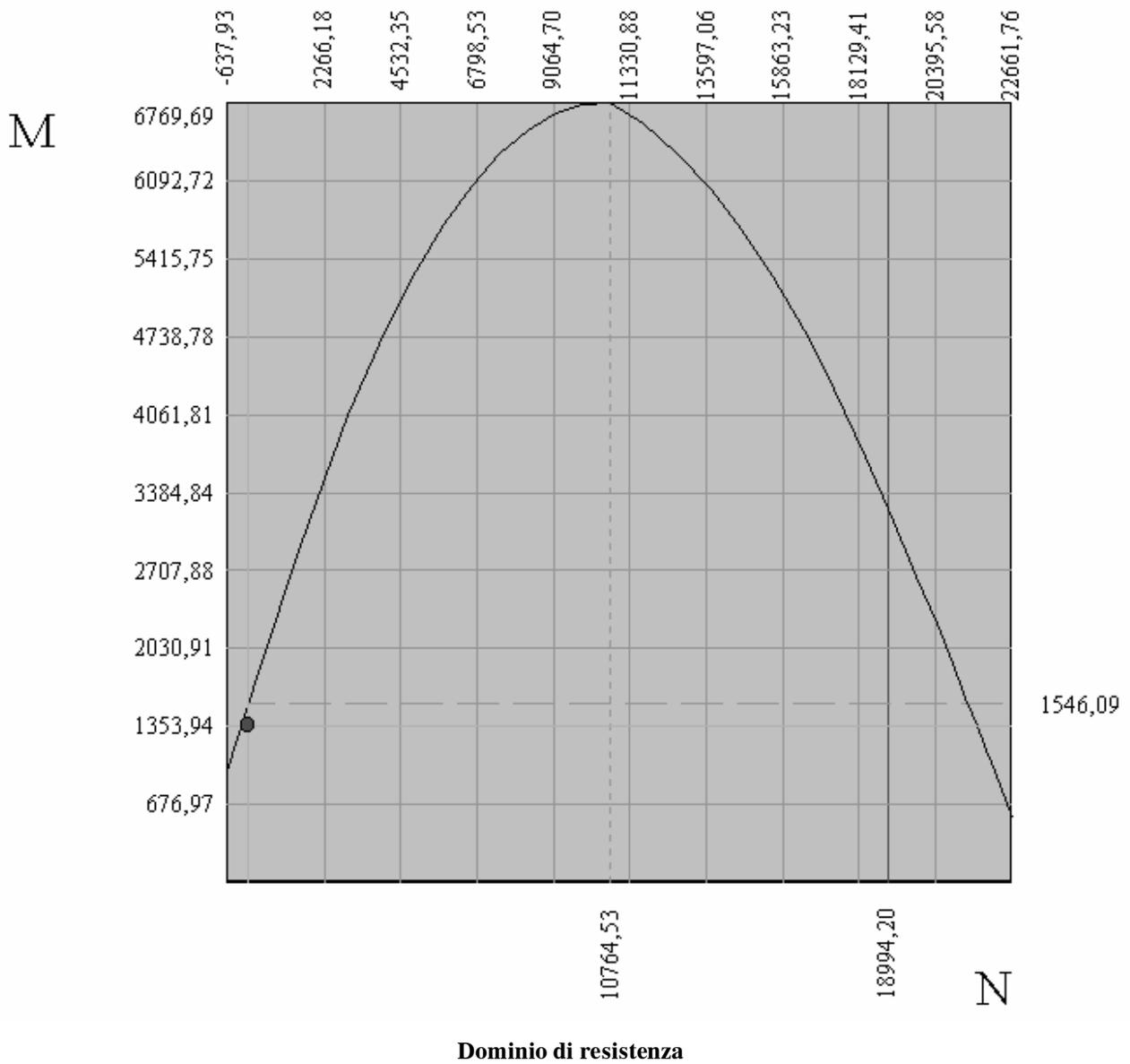
Caratteristiche sezione	
Area [cmq] = 20000,00	XG [cm] = 50,00
Ix [cm <sup>4</sup> ] = 16666666,7	YG [cm] = 100,00
Iy [cm <sup>4</sup> ] = 66666666,7	
Ixy [cm <sup>4</sup> ] = 0,0	
Nr.tondini = 10	
Af [cmq] = 45,24(0,23%)	

Asse neutro	
X <sub>c</sub> =	30,674 cm
Equazione:	-100,000 y+6932,632 = 0
Intersezioni	(100,00 ; 169,33) (0,00 ; 169,33)
Inclinazione	0,00 °

Tensione di compressione massima nel cls	4,351 MPa
Tensione di trazione massima nel ferro	-337,312 MPa
Tensione di compressione massima nel ferro	42,287 MPa
Tensione tangenziale asse neutro	0,263 MPa
Risultanti e punti di applicazione	
Cls compresso	667,3306 kN    50,00 cm    189,78 cm
Armature compresse	95,6514 kN    50,00 cm    189,20 cm
Compressione	762,9820 kN    50,00 cm    189,70 cm
Armature in trazione	762,9820 kN    50,00 cm    10,80 cm
Trazione	762,9820 kN    50,00 cm    10,80 cm

Area sezione calcestruzzo reagente	3067,37 cmq
Area dei ferri omogeneizzata	678,58 cmq
Area sezione omogeneizzata	3745,95 cmq
Momenti di inerzia e baricentro geometrico	
X <sub>g</sub> = 50,00 cm    Y <sub>g</sub> = 100,00 cm	
Inerzia sezione cls reagente	I <sub>cx</sub> = 2556140,01 cm <sup>4</sup> I <sub>cy</sub> = 22226936,51 cm <sup>4</sup>
Inerzia dei ferri omogeneizzata	I <sub>fx</sub> = 650911,36 cm <sup>4</sup> I <sub>fy</sub> = 5399248,70 cm <sup>4</sup>
Inerzia sezione omogeneizzata	I <sub>tx</sub> = 3207051,36 cm <sup>4</sup> I <sub>ty</sub> = 27626185,21 cm <sup>4</sup>

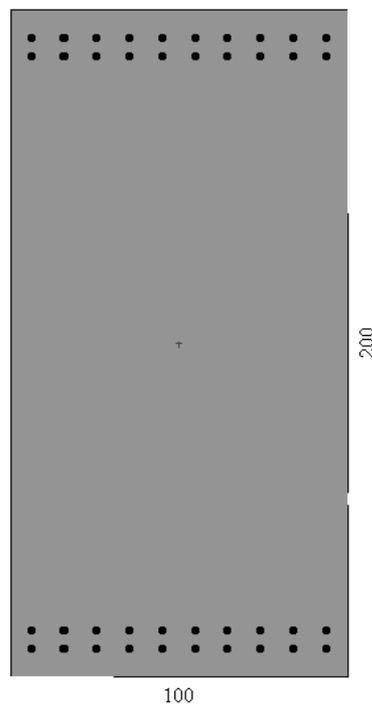
Sollecitazioni ultime	N = 0,0000 [kN]	M = 1546,0915 [kNm]
Sollecitazioni esercizio	N = 0,0000 [kN]	M = 1365,0000 [kNm]
<b>Coefficiente di sicurezza</b>	<b>1,133</b>	
Momento ultimo max	6769,6889 [kNm]	per N = 10764,5281 [kN]



Armatura in direzione longitudinale

- SHELL 164 M<sub>x</sub> = -360 kNm  
T<sub>x</sub> = 580 kN
  
- SHELL 603 M<sub>x</sub> = 1510 kNm  
T<sub>x</sub> = 580 kN

La verifica verrà effettuata su una sezione di 1,00 x 2,00 m.



Caratteristiche sezione	
Area [cmq] = 20000,00	XG [cm] = 50,00
I <sub>x</sub> [cm <sup>4</sup> ] = 16666666,7	YG [cm] = 100,00
I <sub>y</sub> [cm <sup>4</sup> ] = 66666666,7	
I <sub>xy</sub> [cm <sup>4</sup> ] = 0,0	
Nr.tondini = 40	
Af [cmq] = 180,96(0,90%)	

**Sollecitazioni** ✕

Sforzo Normale [kN]   Applicato nel baricentro

Eccentricità Y [cm]  Eccentricità X [cm]

Momento My [kNm]  Taglio Ty [kN]

Momento Mx [kNm]  Taglio Tx [kN]

Momento Y [kNm] 1510,000      Momento X [kNm] 0,000



Asse neutro

Xc = 51,377 cm

Equazione:  $0,000 x - 100,000 y + 4862,308 = 0$

Intersezioni (100,00 ; 148,62) (0,00 ; 148,62)

Inclinazione 0,00 °

Tensione di compressione massima nel cls 2,394 MPa

Tensione di trazione massima nel ferro -97,998 MPa

Tensione di compressione massima nel ferro 30,035 MPa

Tensione tangenziale asse neutro 0,334 MPa

Risultanti e punti di applicazione

Cls compresso	614,9095 kN	50,00 cm	182,87 cm
Armature compresse	254,6801 kN	50,00 cm	189,08 cm
Compressione	869,5896 kN	50,00 cm	184,69 cm
Armature in trazione	869,5896 kN	50,00 cm	11,05 cm
Trazione	869,5896 kN	50,00 cm	11,05 cm

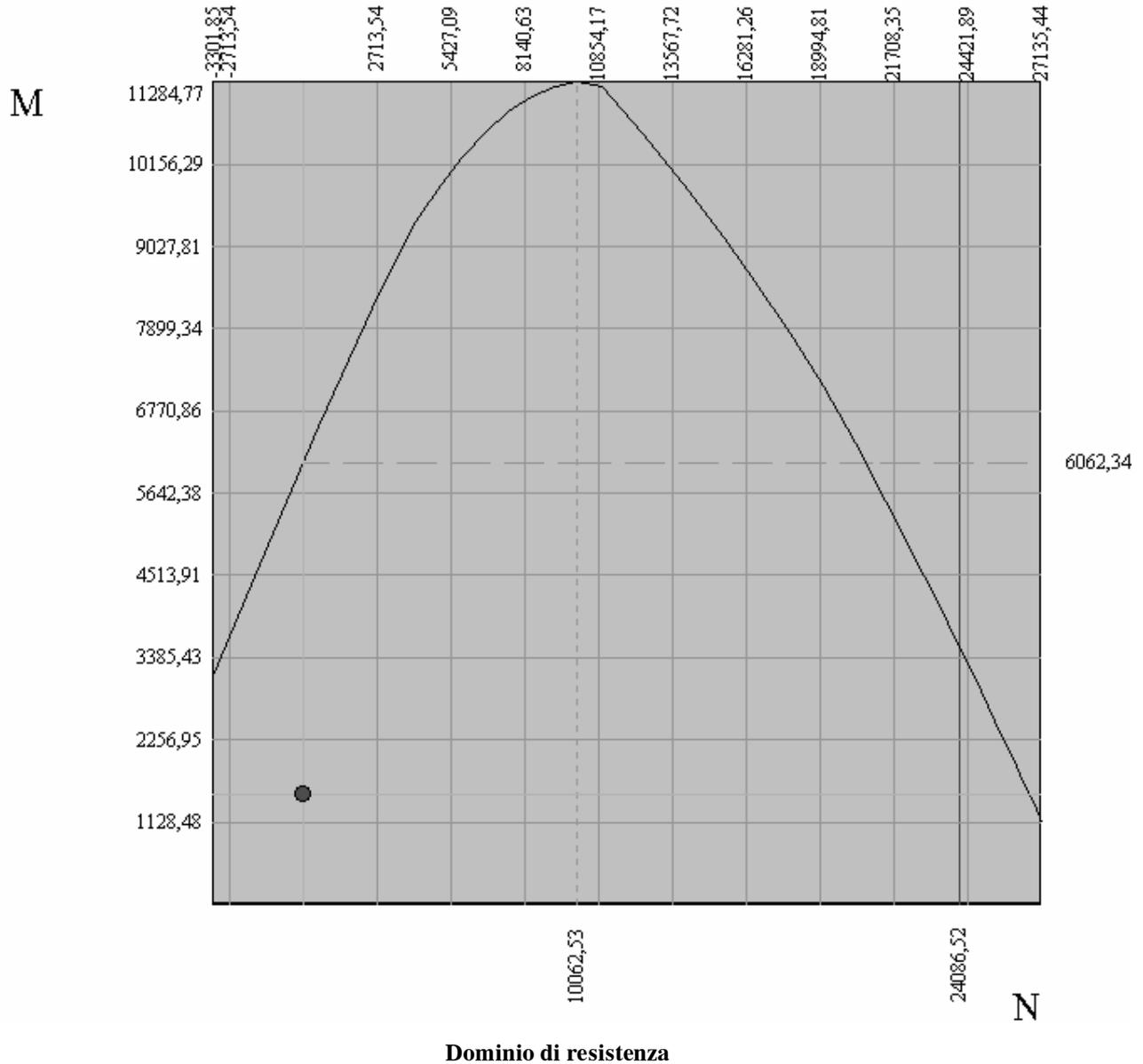
Area sezione calcestruzzo reagente	5137,69 cmq
Area dei ferri omogeneizzata	2714,34 cmq
Area sezione omogeneizzata	7852,03 cmq

Momenti di inerzia e baricentro geometrico

$$X_g = 50,00 \text{ cm} \quad Y_g = 100,00 \text{ cm}$$

Inerzia sezione cls reagente	$I_{cx} = 4281409,83 \text{ cm}^4$
	$I_{cy} = 29501503,65 \text{ cm}^4$
Inerzia dei ferri omogeneizzata	$I_{fx} = 2121488,87 \text{ cm}^4$
	$I_{fy} = 21471755,34 \text{ cm}^4$
Inerzia sezione omogeneizzata	$I_{tx} = 6402898,69 \text{ cm}^4$
	$I_{ty} = 50973259,00 \text{ cm}^4$

Sollecitazioni ultime	$N = 0,0000 \text{ [kN]}$	$M = 6062,3444 \text{ [kNm]}$
Sollecitazioni esercizio	$N = 0,0000 \text{ [kN]}$	$M = 1510,0000 \text{ [kNm]}$
<b>Coefficiente di sicurezza</b>	<b>4,015</b>	
Momento ultimo max	11284,7682 [kNm] per $N = 10062,5317 \text{ [kN]}$	



**Verifica a taglio**

Il taglio di calcolo non deve superare il valore che, con riferimento alla resistenza di trazione di calcolo  $f_{ctd}$ , determina la formazione delle fessure oblique.

$$f_{ctm} = 0.27(R_{ck})^{2/3} = 0.27 \cdot 25^{2/3} = 2.31 \text{ Mpa}$$

$$f_{ctk} = 0.7 \cdot 2.31 = 1.61 \text{ Mpa}$$

$f_{ctk}$  coincidente con  $f_{ctd}$  essendo la verifica agli S.L.U.

$$V_{cd} = (0.6 \cdot 1.61 \cdot 1,00 \cdot 1,92) \cdot 10^3 = 1854 \text{ kN}$$

Non si ha bisogno di armare a taglio essendo  $V_{cd} > V_{sdu}$

## 8 Gli elementi secondari

### 8.1 La trave paraghiaia

Per la valutazione delle sollecitazioni sulla trave paraghiaia si considera una mensola semplice soggetta alle azioni di carico di cui al punto 6.11. La trave paraghiaia ha dimensioni fisse di 0,35 x 2,40 x 13,50 m. La verifica verrà effettuata considerando una mensola unitaria.

#### 8.1.1 Le azioni

Le azioni di calcolo da considerarsi in aggiunta alla combinazione di calcolo dimensionante risultano differenziati in caso di normale utilizzo della struttura o in caso di sisma, infatti nel primo caso si dovranno considerare: frenatura, spinta del terreno, spinta dei carichi permanenti, spinta del sovraccarico viario, peso proprio della struttura; mentre nel secondo caso saranno presenti spinte e inerzie sismiche e non verranno considerate le azioni frenanti.

#### 8.1.2 Riepilogo sollecitazioni

##### 8.1.2.1 Calcolo delle azioni frananti

Sul terrapieno a tergo della spalla si ipotizza la presenza del treno di carico  $q_{1a}$ , l'azione di carico di frenatura viene ripartito come pressione su l'area del paraghiaia.

$$F = (600+300+210)/10 = 111 \text{ KN}$$

Questa azione viene ripartita su una larghezza del paraghiaia pari all'intera carreggiata, più una larghezza data dalla diffusione nel paraghiaia a 30°.

L'area sulla quale agisce l'azione di frenatura/avviamento è rettangolare, avente:

$$B = 10,50 \text{ m}$$

$$h = h_{\text{paraghiaia}} = 2,40 \text{ m}$$

$$\text{L'area vale: } A_p = B \cdot h_p = 25,2 \text{ mq}$$

La pressione equivalente vale:

$$p_{\text{eq.}} = F_t / A_p = 111,00 / 25,20 = 4,41 \text{ KN/mq}$$

L'azione tagliante e il momento flettente alla base del paraghiaia valgono:

$$T = p_{\text{eq.}} \cdot h_p \cdot \gamma_s = 15,88 \text{ KN/m}$$

$$M = p_{\text{eq.}} \cdot h_p^2 / 2 \cdot \gamma_s = 19,05 \text{ KNm/m}$$

8.1.2.2 Calcolo delle azioni

Carichi non sismici S.L.U.

<b>Paraghiaia</b>										
<b>Az. Verticali</b>										
	<b>Spess.</b>	<b>H</b>	<b>L</b>	<b>braccio</b>	<b>V(kN)</b>	<b>M (kNm)</b>				
Paraghiaia	0,35	2,3	1		30,19	0,00			<b><math>\gamma_s</math></b>	1,5
<b>Sub totale</b>					<b>30,19</b>	<b>0,00</b>				
<b>Az. Orizzontali</b>										
	<b><math>\gamma</math></b>	<b>h</b>	<b>L</b>	<b>coeff.</b>	<b>q(kN/m)</b>	<b>braccio</b>	<b>H(kN)</b>	<b>M (kNm)</b>		
Frenatura					4,41	2,3	15,21	17,50	1,5	
sp. Terra	18	2,30	1,00	0,49		0,767	34,99	26,83	1,5	
sp. Permanenti		2,30	1,00	0,49	12,50	1,150	21,13	24,30	1,5	
sp. Treno di carico		2,30	1,00	0,49	19,10	1,150	32,29	37,13	1,5	
<b>Sub totale</b>							<b>103,63</b>	<b>105,76</b>		
<b>Totale</b>		<b>N= 30,19</b>	<b>kN</b>		<b>M= 105,76</b>	<b>kNm</b>	<b>H= 103,63</b>	<b>kN</b>		

Carichi sismici S.L.U.

Paraghiaia											
Az. Verticali											
	Spess.	H	L	braccio	V(kN)	M (kNm)					$\gamma_s$
Paraghiaia	0,35	2,3	1		20,13	0,00					1
<b>Sub totale</b>				0,000	<b>20,13</b>	<b>0,00</b>					
Az. Orizzontali											
	$\gamma$	Spess.	h	L	Reazione	coeff.	q(kN/m)	braccio	H(kN)	M (kNm)	
sp.Terra	18		2,30	1,00		0,490		0,77	23,33	17,89	1
sp. Permanenti			2,30	1,00		0,490	12,50	1,15	14,09	16,20	1
sp.Treno di carico			2,30	1,00		0,490	0,00	1,15	0,00	0,00	1
incr. Sp. Terra	18		2,30	1,00		0,172		1,53	8,19	12,56	1
incr. Sp. Perm.			2,30	1,00		0,172	12,50	1,15	4,95	5,69	1
incr. Treno di carico			2,30	1,00		0,172	0,00	1,15	0,00	0,00	1
inerzia paraghiaia					20,13	0,350		1,15	7,04	8,10	1
inerzia terra	18		2,30	9,10		0,350		1,15	131,86	151,64	1
inerzia perm.			2,30	1,00		0,350	12,50	2,30	10,06	23,14	1
<b>Sub totale</b>									<b>199,52</b>	<b>235,21</b>	
<b>Totale</b>									<b>N= 20,13 kN</b>	<b>M= 235,21 kNm</b>	<b>H= 199,52 kN</b>

8.1.2.3 Calcolo delle azioni di fessurazione

Paraghiaia										
Az. Verticali										
	Spess.	H	L	braccio	V(kN)	M (kNm)				$\gamma_s$
Paraghiaia	0,35	2,3	1		20,13	0,00				1
<b>Sub totale</b>					<b>20,13</b>	<b>0,00</b>				
Az. Orizzontali										
	$\gamma$	h	L	coeff.	q(kN/m)	braccio	H(kN)	M (kNm)		
Frenatura					0	2,3	0,00	0,00	0	
sp. Terra	18	2,30	1,00	0,49		0,767	23,33	17,89	1	
sp. Permanenti		2,30	1,00	0,49	12,50	1,150	14,09	16,20	1	
sp. Treno di carico		2,30	1,00	0,49	19,10	1,150	2,15	2,48	0,1	
<b>Sub totale</b>							<b>39,57</b>	<b>36,56</b>		
<b>Totale</b>	<b>N= 20,13 kN</b>		<b>M= 36,56 kNm</b>		<b>H= 39,57 kN</b>					

### 8.1.3 Le combinazioni

Le combinazioni di carico sono le seguenti:

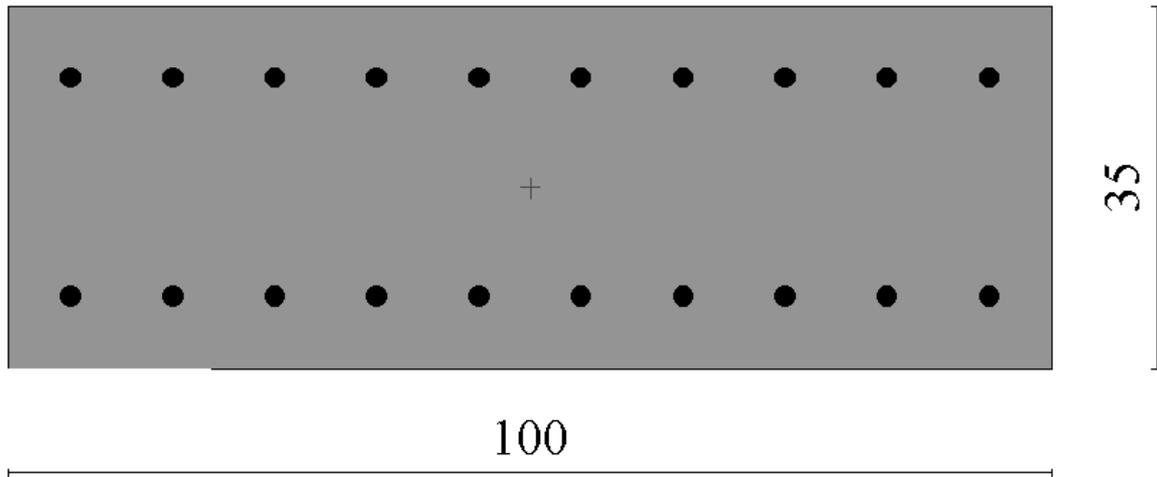
SLE	COMBINAZIONI	g1	g2	g3	$\varepsilon 1$	$\varepsilon 2$	$\varepsilon 3$	$\varepsilon 4$	q1	q2	q3	q4	q5	q6	q7	q8	q9
	AI	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00
	AII	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,00	0,00	0,60	0,00	1,00	1,00	1,00
	AIII	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,00	0,20	0,00	1,00	1,00	1,00
	AIV	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,00	1,00	0,20	0,00	1,00	1,00	1,00
	AV	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00

SLE di fessurazione																	
	FI	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,40	0,00	0,00	0,00	0,00
	FII	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,40	0,25	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	FIII	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,40	0,25	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

SLU	UI	1,50	1,50	1,50	1,20	1,20	1,20	1,20	0,00	0,00	0,00	0,00	1,50		1,50	1,50
	UII	1,50	1,50	1,50	1,20	1,20	1,20	1,20	1,50	1,50	0,00	0,00	0,90		1,50	1,50
	UIII	1,50	1,50	1,50	1,20	1,20	1,20	1,20	1,50	1,50	1,50	0,00	0,30		1,50	1,50
	UIV	1,50	1,50	1,50	1,20	1,20	1,20	1,20	1,50	1,50	0,00	1,50	0,30		1,50	1,50

### 8.1.4 Le verifiche

Si riportano le verifiche per la condizione di carico dimensionante, su di una sezione 0,35x1,00 m<sup>2</sup>



Sollecitazioni			
Sforzo Normale [kN]	20,1500	<input checked="" type="checkbox"/> Applicato nel baricentro	
Eccentricità Y [cm]	0,00	Eccentricità X [cm]	0,00
Momento My [kNm]	236,0000	Taglio Ty [kN]	200,0000
Momento Mx [kNm]	0,0000	Taglio Tx [kN]	0,0000
Momento Y [kNm]	236,000	Momento X [kNm]	0,000
		Accetta	Annulla      Help

Caratteristiche sezione	
Area [cmq] = 3500,00	XG [cm] = 50,00
Ix [cm <sup>4</sup> ] = 2916666,7	YG[cm] = 17,50
Iy [cm <sup>4</sup> ] = 357291,7	
Ixy [cm <sup>4</sup> ] = 0,0	
Nr.tondini = 20	
Af [cmq] = 62,83(1,80%)	

Asse neutro	
Xc =	11,116 cm
Equazione:	0,000 x-100,000 y+638,400 = 0
Intersezioni	(100,00 ; 23,88) (0,00 ; 23,88)
Inclinazione	0,00 °

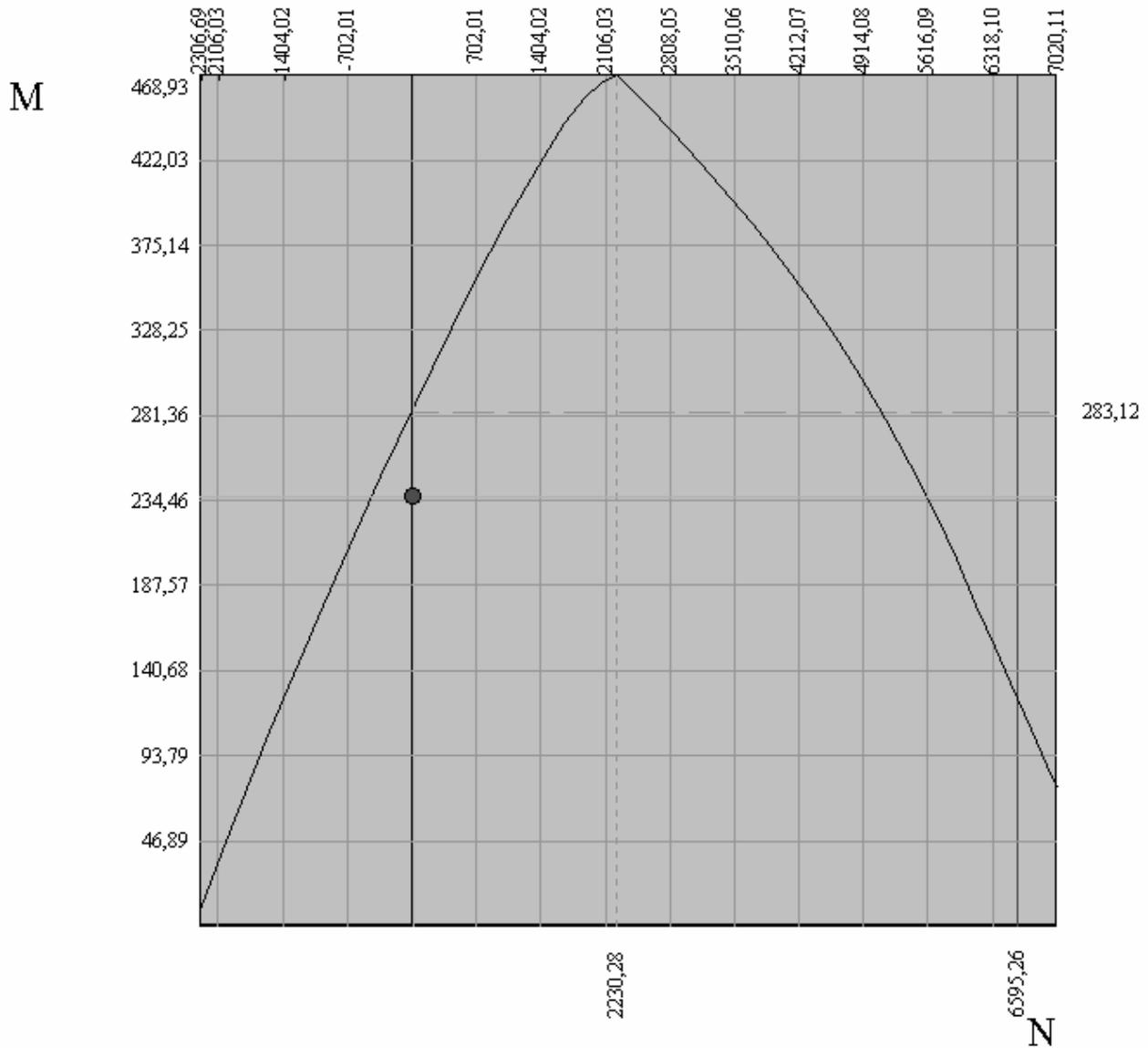
Tensione di compressione massima nel cls	13,870 MPa
Tensione di trazione massima nel ferro	-316,014 MPa
Tensione di compressione massima nel ferro	77,038 MPa
Tensione tangenziale asse neutro	0,850 MPa

Risultanti e punti di applicazione			
Cls compresso	770,9143 kN	50,00 cm	31,29 cm
Armature compresse	242,0223 kN	50,00 cm	28,00 cm
Compressione	1012,9366 kN	50,00 cm	30,51 cm
Armature in trazione	992,7866 kN	50,00 cm	7,00 cm
Trazione	992,7866 kN	50,00 cm	7,00 cm

Area sezione calcestruzzo reagente	1111,60 cmq
Area dei ferri omogeneizzata	942,48 cmq
Area sezione omogeneizzata	2054,08 cmq
Momenti di inerzia e baricentro geometrico	
Xg = 50,00 cm	Yg = 17,50 cm
Inerzia sezione cls reagente	Icx = 926333,00 cm <sup>4</sup> Icy = 169973,06 cm <sup>4</sup>
Inerzia dei ferri omogeneizzata	Ifx = 743370,64 cm <sup>4</sup> Ify = 103908,18 cm <sup>4</sup>
Inerzia sezione omogeneizzata	Itx = 1669703,63 cm <sup>4</sup> Ity = 273881,23 cm <sup>4</sup>

Sollecitazioni ultime	N = 24,3963 [kN]	M = 285,7335 [kNm]
Sollecitazioni esercizio	N = 20,1500 [kN]	M = 236,0000 [kNm]
<b>Coefficiente di sicurezza</b>	<b>1,211</b>	
Momento ultimo max	468,9269 [kNm]	per N = 2230,2828 [kN]

**Dominio di resistenza**



**Verifica a taglio**

Il taglio di calcolo non deve superare il valore che, con riferimento alla resistenza di trazione di calcolo  $f_{ctd}$ , determina la formazione delle fessure oblique.

$$f_{ctm} = 0.27(R_{ck})^{2/3} = 0.27 \cdot 25^{2/3} = 2.31 \text{ Mpa}$$

$$f_{ctk} = 0.7 \cdot 2.31 = 1.61 \text{ Mpa}$$

$f_{ctk}$  coincidente con  $f_{ctd}$  essendo la verifica agli S.L.U.

$$V_{cd} = (0.6 \cdot 1.61 \cdot 1.00 \cdot 1.94) \cdot 10^3 = 1874 \text{ kN}$$

Non si ha bisogno di armare a taglio essendo  $V_{cd} > V_{sdu}$  essendo  $V_{sdu} = N_{palo}$ .

## 8.2 Il muro frontale

Per la valutazione delle sollecitazioni sul muro frontale si considera una mensola semplice soggetta alle azioni di carico di cui al punto 6.2.1. Il muro frontale ha dimensioni in pianta di 1,80 x 13,50 m. Ai fini della valutazione delle sollecitazioni di spiccato del muro di paramento si considera l'intera larghezza dell'elemento che è pari a 13,50 m.

### 8.2.1 Le azioni

Le azioni di calcolo da considerarsi in aggiunta alla combinazione di calcolo dimensionante risultano differenziati in caso di normale utilizzo della struttura o in caso di sisma, infatti nel primo caso si dovranno considerare: frenatura, spinta del terreno, spinta dei carichi permanenti, spinta del sovraccarico viario, peso proprio della struttura; mentre nel secondo caso saranno presenti spinte e inerzie sismiche e non verranno considerate le azioni frenanti .

### 8.2.2 Riepilogo sollecitazioni

#### 8.2.2.1 Calcolo delle azioni

Carichi non sismici S.L.U.

Muro di paramento											
<b>Az. Verticali</b>											
Spess.	H	L	Reazione	coeff.	coeff.	braccio	V(kN)	Mlong (kNm)	$\gamma_s$		
Paraghiaia	0,35	2,3	13,5		25	-1,750	407,53	-713,18	1,5		
Paramento	1,80	7	13,5		25	0,000	6378,75	0	1,5		
Impalcato				7987,00	1,00	1,00	0,2	7987	1597,40		
<b>Totale</b>							<b>14773,28</b>	<b>884,22</b>			
<b>Az. Orizzontali</b>											
$\gamma$	Spess.	h	L	Reazione	coeff.	coeff.	q	braccio	H(kN)	Mlong (kNm)	
Frenatura			13,5						205,335	236,25	
Impalcato				957	1,00	1,00		7,4	1435,5	7081,8	
sp.Terra	18		9,30	13,5		0,49		3,10	7723,77	23943,70	
sp. Permanenti			9,30	13,5		0,49	12,50		4,65	1153,49	
sp.Treno di carico			9,30	13,5		0,49	19,1		4,65	1762,53	
<b>Totale</b>									<b>12280,63</b>	<b>44821,26</b>	
				<b>N= 14773,28 kN</b>				<b>M= 45705,48 kNm</b>			<b>H= 12280,63 kN</b>

Carichi sismici S.L.U.

Muro di paramento											
<u>Condizioni sismiche</u>											
<b>Az. Verticali</b>											
	<b>Spess.</b>	<b>H</b>	<b>L</b>	<b>Reazione</b>	<b>coeff.</b>	<b>coeff.</b>	<b>braccio</b>	<b>V(kN)</b>	<b>M (kNm)</b>	<b><math>\gamma_s</math></b>	
Paragliaia	0,35	2,3	13,5		25		-1,750	271,69	-475,45	1	
Paramento	1,80	7	13,5		25		0,00	4252,50	0	1	
Impalcato				3966,00	1,00	1,00	0,2	3966	793,20	1	
<b>Totale</b>								<b>8490,19</b>	<b>317,75</b>		
<b>Az. Orizzontali</b>											
	<b><math>\gamma</math></b>	<b>Spess.</b>	<b>h</b>	<b>L</b>	<b>Reazione</b>	<b>coeff.</b>	<b>coeff.</b>	<b>q</b>	<b>braccio</b>	<b>H(kN)</b>	<b>M (kNm)</b>
Impalcato					5105	1,00	1,00		7,40	5105	37777
sp.Terra		18	9,30	13,4		0,49			3,10	5111,04	15844,22
sp. Permanenti			9,30	13,4		0,49		12,50	4,65	763,30	3549,33
sp. Accidentali			9,30	13,4		0,49		0	4,65	0,00	0,00
incr. Sp. Terra		18	9,30	13,4		0,172			6,20	1794,08	11123,29
incr. Sp. Perm.			9,30	13,4		0,172		12,50	4,65	267,93	1245,89
incr. Treni di carico			9,30	13,4		0,172		0	4,65	0,00	0,00
inerzia paragliaia					271,69	0,35			8,15	95,09	774,99
inerzia paramento					4252,50	0,35			3,50	1488,38	5209,31
inerzia terra		18	9,30	13,4		0,35			4,65	7301,49	33951,91
inerzia perm.			7,81	13,4		0,35		12,50	9,30	457,86	4258,11
<b>Totale</b>										<b>22384,16</b>	<b>113734,06</b>
					<b>N= 8490,19 kN</b>					<b>M= 114051,80 kNm</b>	<b>H= 22384,16 kN</b>

8.2.2.2 Calcolo delle azioni di fessurazione

Muro di paramento												
<b>Az. Verticali</b>												
	<b>Spess.</b>	<b>H</b>	<b>L</b>	<b>Reazione</b>	<b>coeff.</b>	<b>coeff.</b>	<b>braccio</b>	<b>V(kN)</b>	<b>Mlong (kNm)</b>	<b><math>\gamma_s</math></b>		
Paraghiaia	0,35	2,3	13,5		25		-1,750	271,69	-475,45	1		
Paramento	1,80	7	13,5		25		0,00	4252,50	0	1		
Impalcato				4306,23	1,00	1,00	0,2	4306,23	861,25	1		
<b>Totale</b>								<b>8830,42</b>	<b>385,79</b>			
<b>Az. Orizzontali</b>												
	<b><math>\gamma</math></b>	<b>Spess.</b>	<b>h</b>	<b>L</b>	<b>Reazione</b>	<b>coeff.</b>	<b>coeff.</b>	<b>q</b>	<b>braccio</b>	<b>H(kN)</b>	<b>Mlong (kNm)</b>	
Impalcato					0	1,00	1,00		7,4	0	0	1
sp.Terra	18		9,30	13,5		0,49			3,10	5149,18	15962,46	1
sp. Permanenti			9,30	13,5		0,49		12,50	4,65	768,99	3575,82	1
sp.Accidentali			9,30	13,5		0,49		19,1	4,65	117,50	546,39	0,1
<b>Totale</b>										<b>6035,68</b>	<b>20084,67</b>	
					<b>N=</b>	<b>8830,42 kN</b>	<b>M=</b>	<b>20470,46 kNm</b>	<b>H=</b>	<b>6035,68</b>	<b>kN</b>	

## 8.2.3 Le combinazioni

Le combinazioni di carico sono le seguenti:

SLE	COMBINAZIONI	g1	g2	g3	$\varepsilon 1$	$\varepsilon 2$	$\varepsilon 3$	$\varepsilon 4$	q1	q2	q3	q4	q5	q6	q7	q8	q9	
	AI	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	1,00
	AII	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,00	0,00	0,60	0,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	AIII	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,00	0,20	0,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	AIV	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,00	1,00	0,20	0,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	AV	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00

SLE di fessurazione																	
	FI	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,40	0,00	0,00	0,00	0,00
	FII	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,40	0,25	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	FIII	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,40	0,25	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

SLU	UI	1,50	1,50	1,50	1,20	1,20	1,20	1,20	0,00	0,00	0,00	0,00	1,50		1,50	1,50
	UII	1,50	1,50	1,50	1,20	1,20	1,20	1,20	1,50	1,50	0,00	0,00	0,90		1,50	1,50
	UIII	1,50	1,50	1,50	1,20	1,20	1,20	1,20	1,50	1,50	1,50	0,00	0,30		1,50	1,50
	UIV	1,50	1,50	1,50	1,20	1,20	1,20	1,20	1,50	1,50	0,00	1,50	0,30		1,50	1,50

### 8.2.4 Le verifiche

Si riportano le verifiche per la condizione di carico dimensionante, su di una sezione 13.50x1,80 m<sup>2</sup>

Sollecitazioni			
Sforzo Normale [kN]	8490,0000	<input checked="" type="checkbox"/> Applicato nel baricentro	
Eccentricità Y [cm]	0,00	Eccentricità X [cm]	0,00
Momento My [kNm]	114055,00	Taglio Ty [kN]	22385,000
Momento Mx [kNm]	0,0000	Taglio Tx [kN]	0,0000
Momento Y [kNm]	114055,000	Momento X [kNm]	0,000
			
Accetta		Annulla	
Help			

Caratteristiche sezione	
Area [cmq] = 243000,00	XG [cm] = 675,00
Ix [cm <sup>4</sup> ] = 36905625000,0	YG[cm] = 90,00
Iy [cm <sup>4</sup> ] = 656100000,0	
Ixy [cm <sup>4</sup> ] = 0,0	
Nr.tondini = 600	
Af [cmq] = 4241,15(1,75%)	

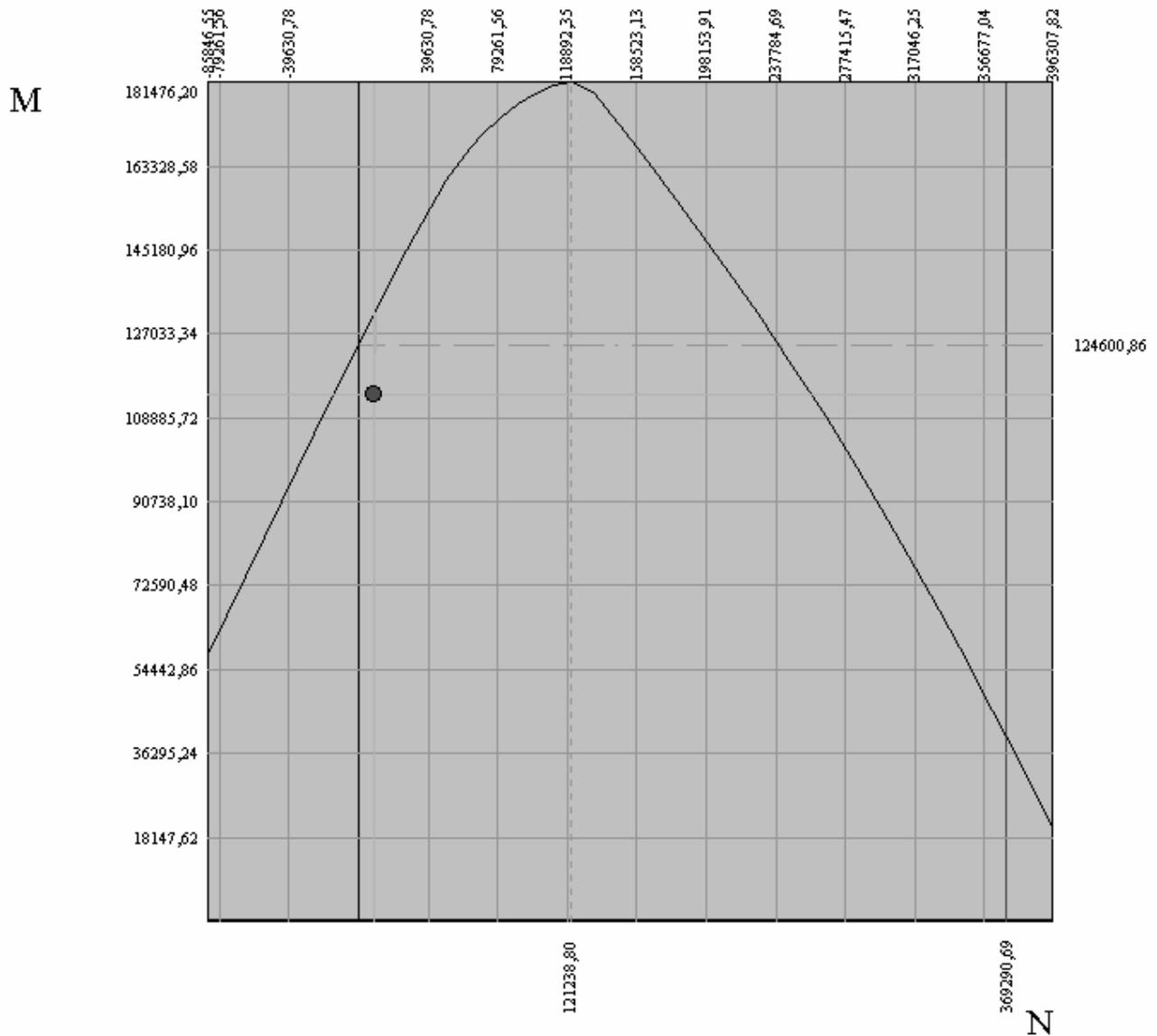
Asse neutro	
X <sub>c</sub> =	59,243 cm
Equazione:	0,000 x-1350,000 y+41521,657 = 0
Intersezioni	(1350,00 ; 120,76) (0,00 ; 120,76)
Inclinazione	0,00 °

Tensione di compressione massima nel cls	12,196 MPa
Tensione di trazione massima nel ferro	-345,086 MPa
Tensione di compressione massima nel ferro	155,143 MPa
Tensione tangenziale asse neutro	1,090 MPa
Risultanti e punti di applicazione	
Cls compresso	48768,9669 kN    675,00 cm    160,25 cm
Armature compresse	30934,7694 kN    675,00 cm    168,19 cm
Compressione	79703,7363 kN    675,00 cm    163,33 cm
Armature in trazione	71213,7363 kN    675,00 cm    11,92 cm
Trazione	71213,7363 kN    675,00 cm    11,92 cm

Area sezione calcestruzzo reagente	79978,34 cmq
Area dei ferri omogeneizzata	63617,25 cmq
Area sezione omogeneizzata	143595,59 cmq
<b>Momenti di inerzia e baricentro geometrico</b>	
$X_g = 675,00$ cm	$Y_g = 90,00$ cm
Inerzia sezione cls reagente	$I_{cx} = 12146710850,51$ cm <sup>4</sup> $I_{cy} = 314957118,53$ cm <sup>4</sup>
Inerzia dei ferri omogeneizzata	$I_{fx} = 9603889346,85$ cm <sup>4</sup> $I_{fy} = 387619911,78$ cm <sup>4</sup>
Inerzia sezione omogeneizzata	$I_{tx} = 21750600197,35$ cm <sup>4</sup> $I_{ty} = 702577030,30$ cm <sup>4</sup>

Sollecitazioni ultime	N = 9826,8090 [kN]	M = 132013,7458 [kNm]
Sollecitazioni esercizio	N = 8490,0000 [kN]	M = 114055,0000 [kNm]
<b>Coefficiente di sicurezza</b>	<b>1,157</b>	
Momento ultimo max	181476,1951 [kNm] per N = 121238,8021 [kN]	

**Dominio di resistenza**



**Verifica a taglio**

Il taglio di calcolo non deve superare il valore che, con riferimento alla resistenza di trazione di calcolo  $f_{ctd}$ , determina la formazione delle fessure oblique.

$$f_{ctm} = 0.27(Rck)^{2/3} = 0.27 \cdot 35^{2/3} = 2.89 \text{ Mpa}$$

$$f_{ctk} = 0.7 \cdot 2.89 = 2.02 \text{ Mpa}$$

$f_{ctk}$  coincidente con  $f_{ctd}$  essendo la verifica agli S.L.U.

$$V_{cd} = (0.6 \cdot 2.02 \cdot 13.5 \cdot 1.70) \cdot 10^3 = 27.520 \text{ kN.}$$

*Non si ha bisogno di armare a taglio essendo  $V_{cd} > V_{sdu}$ .*

## I muri andatori

Per la valutazione delle sollecitazioni sui muri andatori si considera una piastra di dimensioni 9.10 m x 9.30 m incastrata su due lati. I muri andatori hanno dimensioni in pianta di 1,00 x 9,10 m. La verifica verrà effettuata considerando una sezione unitaria.

Di seguito vengono calcolate le pressioni applicate in testa ed alla base per le condizioni di carico non sismiche e sismiche.

8.2.4.1 Calcolo delle pressioni

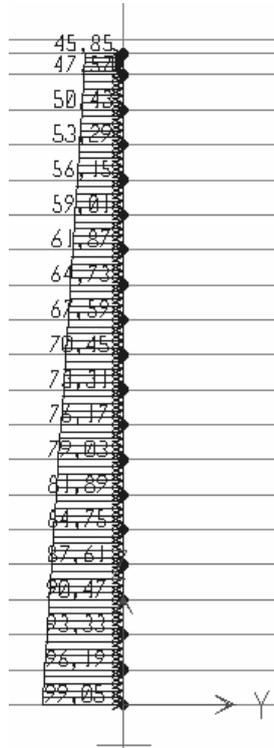
Carichi non sismici S.L.U.

Muro di risvolto									
Carichi costanti									
	$\gamma$	Spess.	h	L	coeff.	q	qtot (kN/mq)	$\gamma_s$	Taglio
sp. Permanenti			1,00	1,00	0,490	12,50	9,19	1,5	85,44
sp. Treno di carico			1,00	1,00	0,490	19,10	14,04	1,5	130,56
<b>subtotale</b>							<b>23,23</b>		
Carichi triangolari									
							n (kN/mq)		
Spinta Terra	18		9,3		0,490		123,04	1,5	572,13
<b>Totale</b>							<b>146,27</b>		<b>788,13</b>

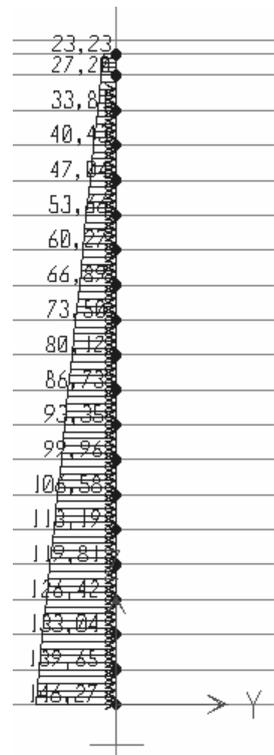
Carichi sismici S.L.U.

Muro di risvolto											
Carichi costanti											
	$\gamma$	Spess.	h	L	Reazione	coeff.	coeff.	q	qtot (kN/mq)	$\gamma_s$	Taglio
sp. Permanenti			1,00	1,00		0,490		12,50	6,13	1	56,96
sp. Treno di carico			1,00	1,00		0,490		0,00	0,00	1	
incr. Sp. Terra	18		9,30	1,00		0,172			28,79	1	133,89
incr. Sp. Perm.			1,00	1,00		0,172		12,50	2,15	1	20,00
incr. sp. Treno di carico			1,00	1,00		0,172		0,00	0,00	1	
inerzia muro	25	1,00	9,30	1,00		0,350			8,75	1	81,38
<b>Subtotale</b>									<b>45,82</b>		
Carichi triangolari											
									n (kN/mq)		
Spinta Terra	18		9,3			0,490			82,03	1	381,42
<b>Totale</b>									<b>99,05</b>		<b>673,6</b>

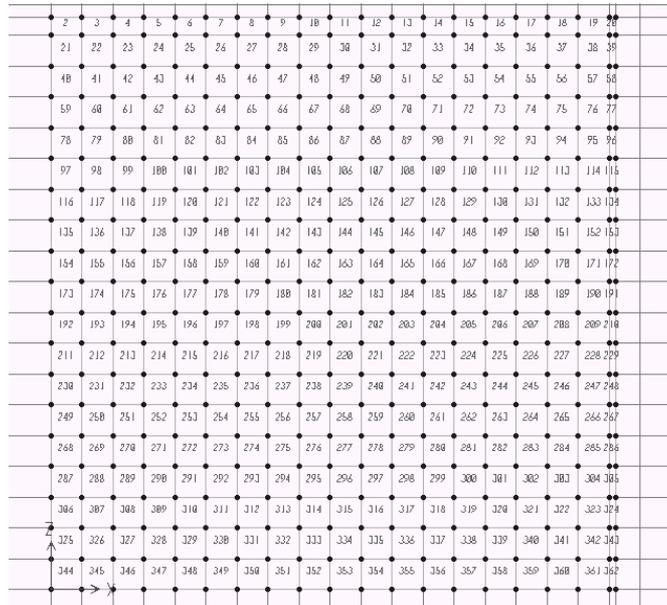
Le verifiche agli S.L.U. vengono svolte tramite un modello agli elementi finiti, il carico è stato discretizzato con pressioni costanti per ogni schell, crescenti in direzione verticale e costanti in direzione orizzontale.



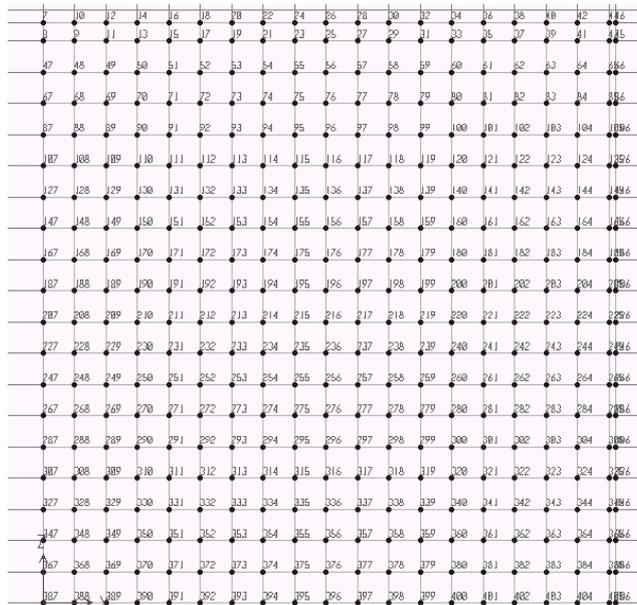
Andamento delle pressioni (carico sismico)



Andamento delle pressioni (carico non sismico)



*Mesh di calcolo, con elementi shell*



*Pianta con i nodi di riferimento*

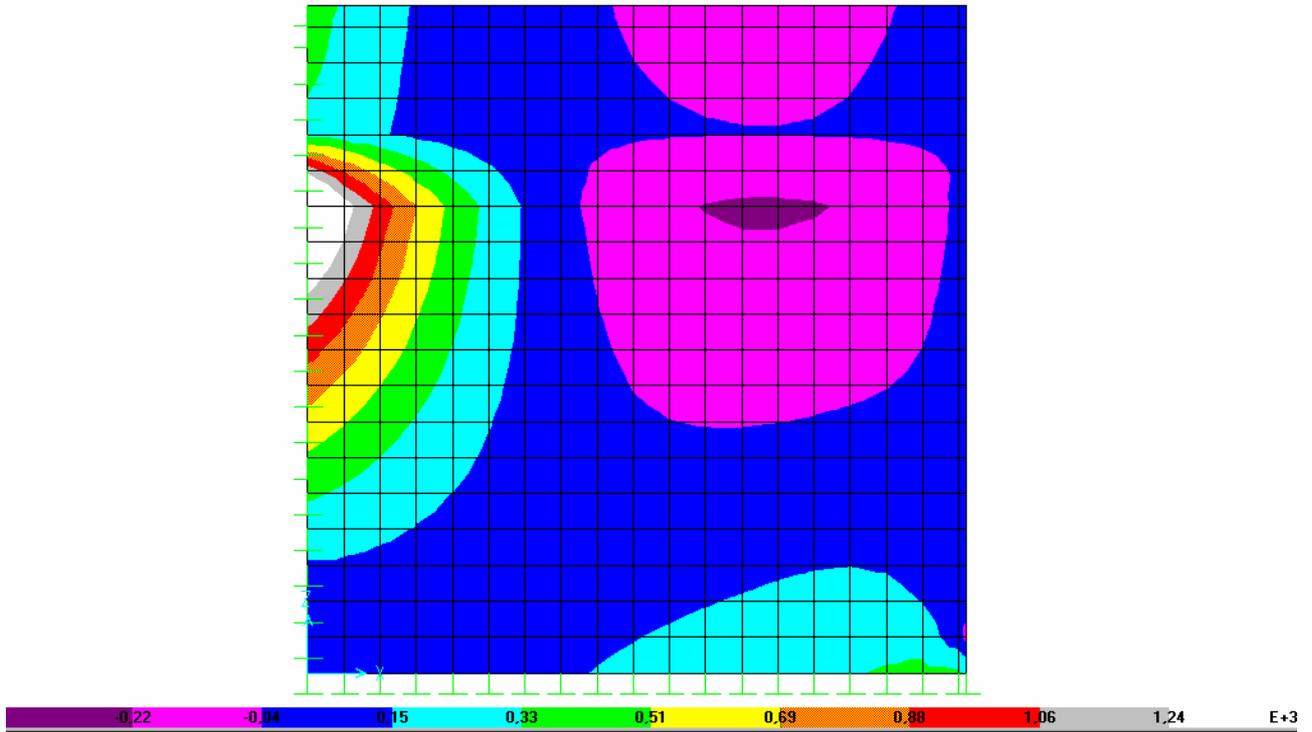


Diagramma dei Momenti in direzione orizzontale sulla zattera(carico sismico)

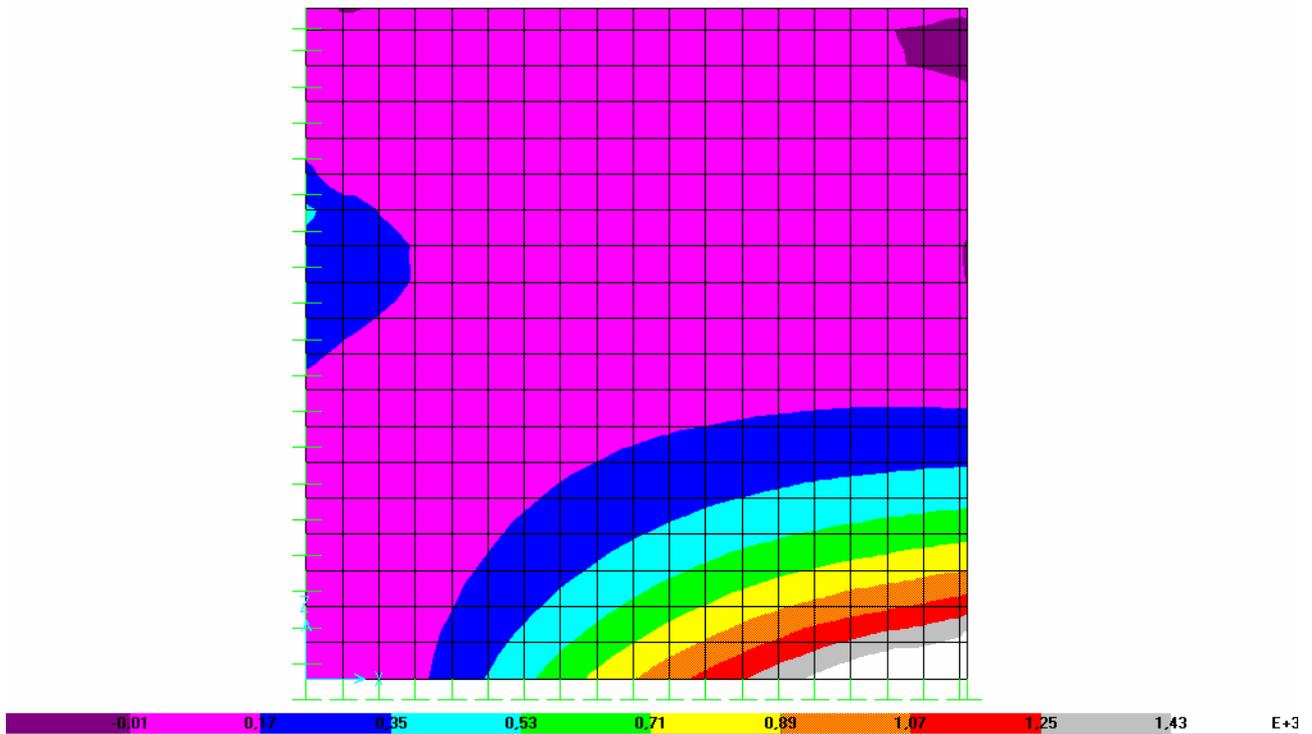


Diagramma dei Momenti in direzione verticale sulla zattera(carico sismico)

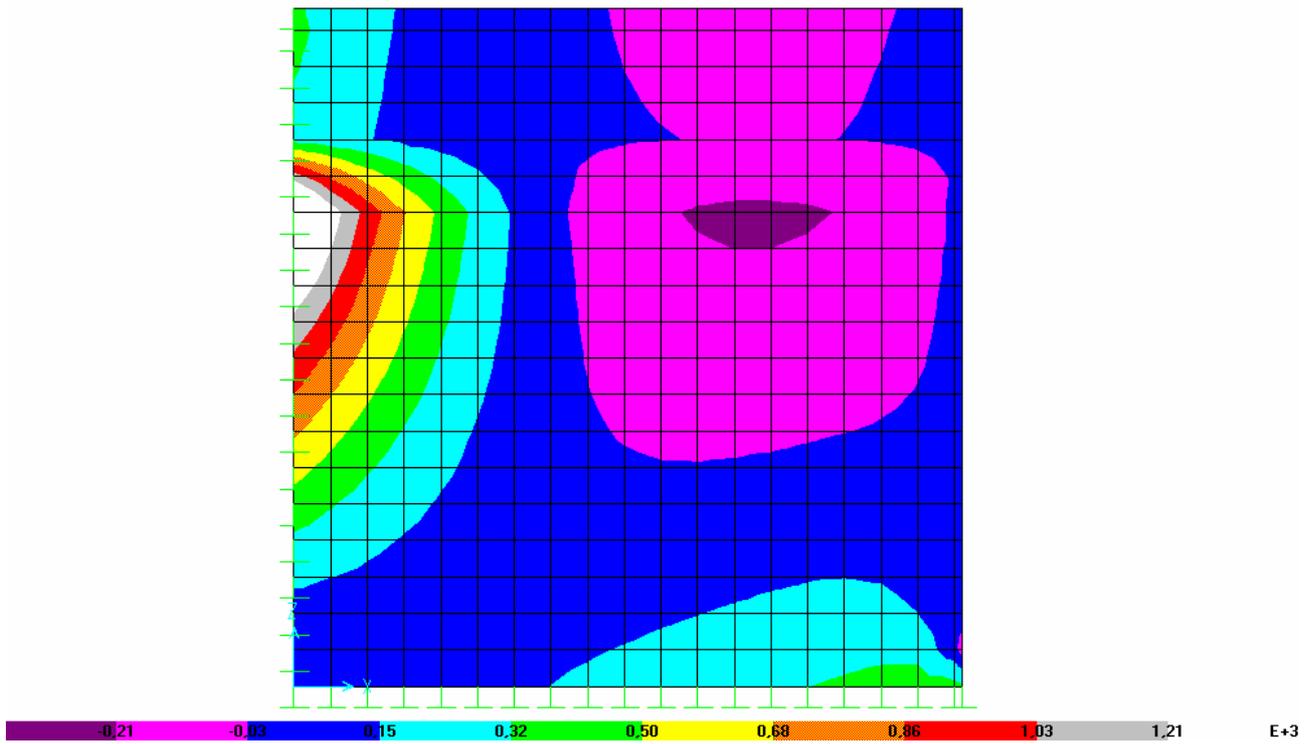


Diagramma dei Momenti in direzione orizzontale sulla zattera(carico non sismico)

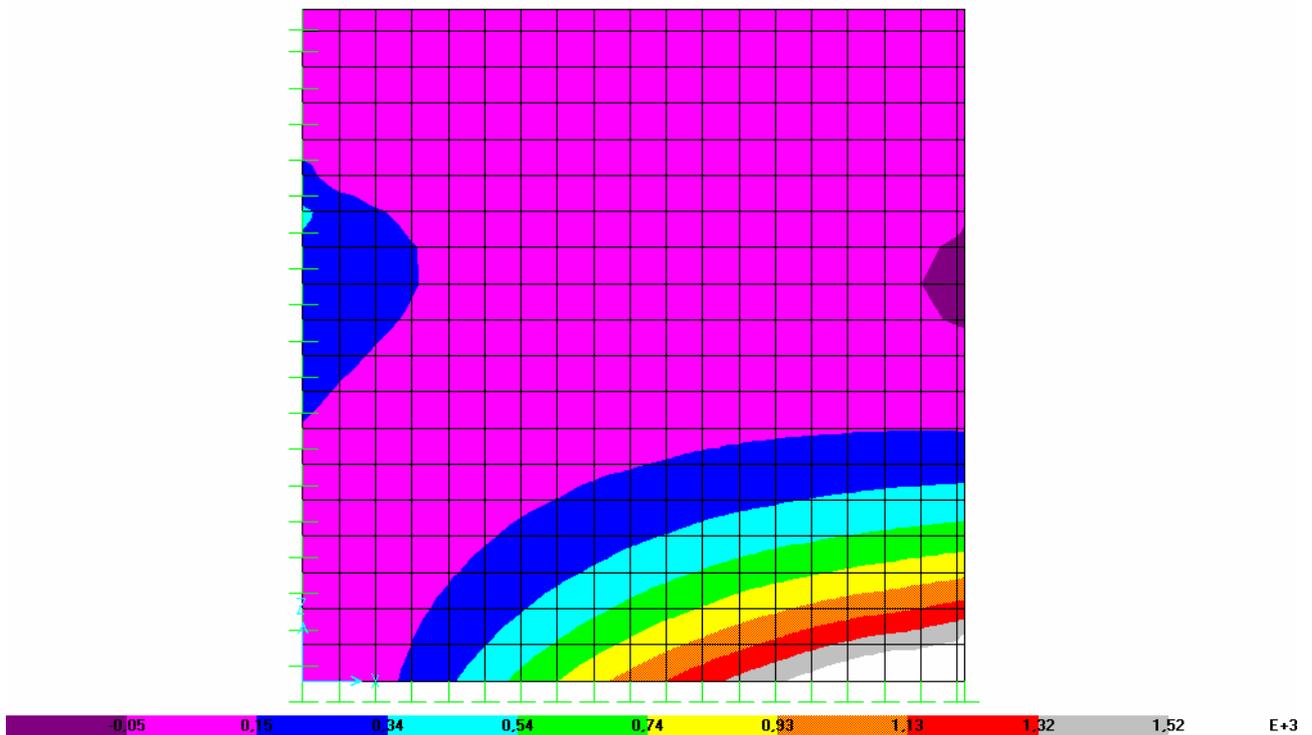


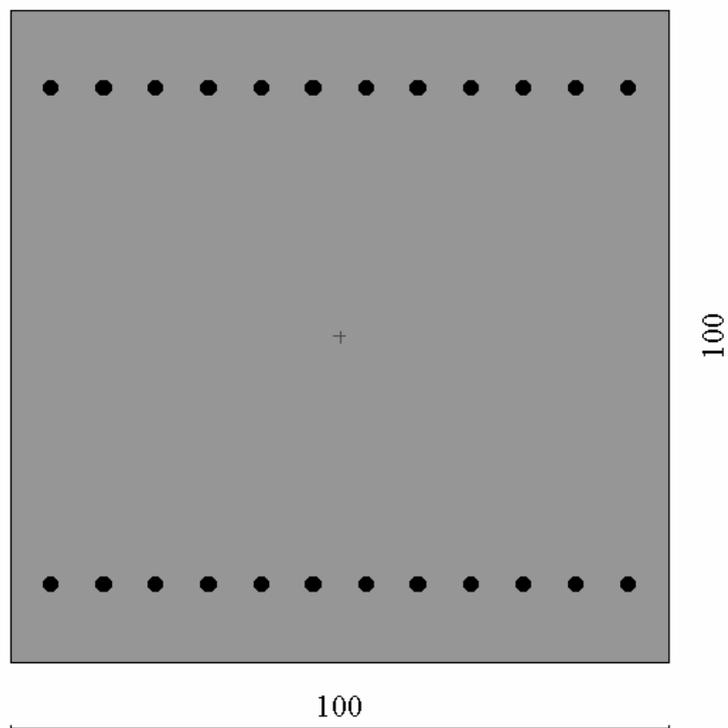
Diagramma dei Momenti in direzione verticale sulla zattera(carico non sismico)

### 8.2.5 La parte inferiore

#### Verifica a presso flessione

Direzione verticale

N	=	203 kN
M	=	1510 kNm
T	=	790 kN



Sollecitazioni			
Sforzo Normale [kN]	203,0000	<input checked="" type="checkbox"/> Applicato nel baricentro	
Eccentricità Y [cm]	0,00	Eccentricità X [cm]	0,00
Momento My [kNm]	1510,0000	Taglio Ty [kN]	790,0000
Momento Mx [kNm]	0,0000	Taglio Tx [kN]	0,0000
Momento Y [kNm]	1510,000	Momento X [kNm]	0,000
		Accetta	Annulla
		Help	

**Caratteristiche sezione**

Area [cmq] = 10000,00	XG [cm] = 50,00
Ix [cm <sup>4</sup> ] = 8333333,3	YG[cm] = 50,00
Iy [cm <sup>4</sup> ] = 8333333,3	
Ixy [cm <sup>4</sup> ] = 0,0	
Nr.tondini = 24	
Af [cmq] = 108,57(1,09%)	

**Asse neutro**

Xc =	28,448 cm
Equazione:	0,000 x-100,000 y+2155,180 = 0
Intersezioni	(100,00 ; 71,55) (0,00 ; 71,55)
Inclinazione	0,00 °

Tensione di compressione massima nel cls	10,763 MPa
Tensione di trazione massima nel ferro	-337,953 MPa
Tensione di compressione massima nel ferro	93,343 MPa
Tensione tangenziale asse neutro	1,010 MPa

**Risultanti e punti di applicazione**

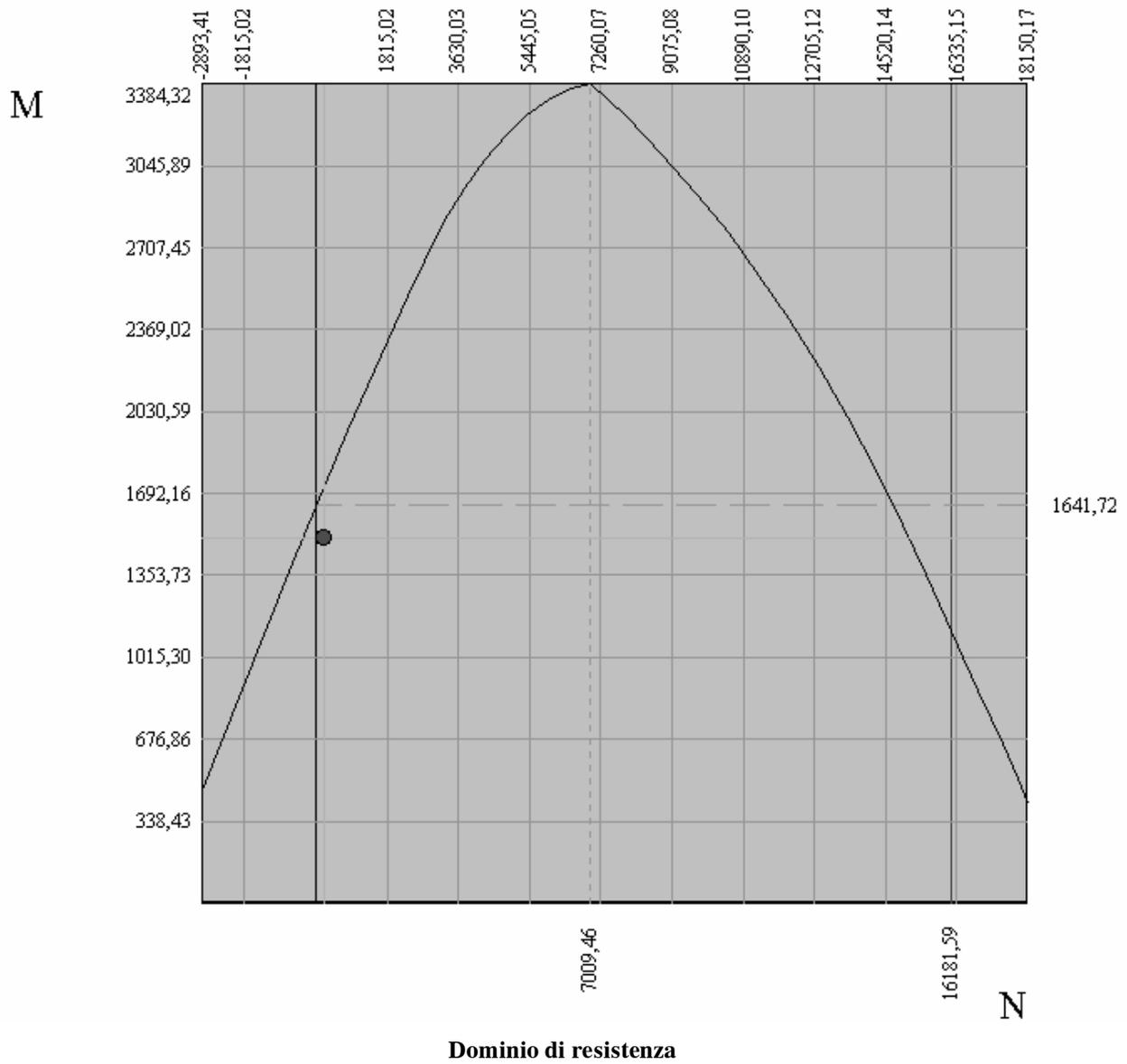
Cls compresso	1530,9094 kN	50,00 cm	90,52 cm
Armature compresse	506,7260 kN	50,00 cm	88,00 cm
Compressione	2037,6354 kN	50,00 cm	89,89 cm
Armature in trazione	1834,6354 kN	50,00 cm	12,00 cm
Trazione	1834,6354 kN	50,00 cm	12,00 cm

Area sezione calcestruzzo reagente	2844,82 cmq
Area dei ferri omogeneizzata	1628,60 cmq
Area sezione omogeneizzata	4473,42 cmq

**Momenti di inerzia e baricentro geometrico**

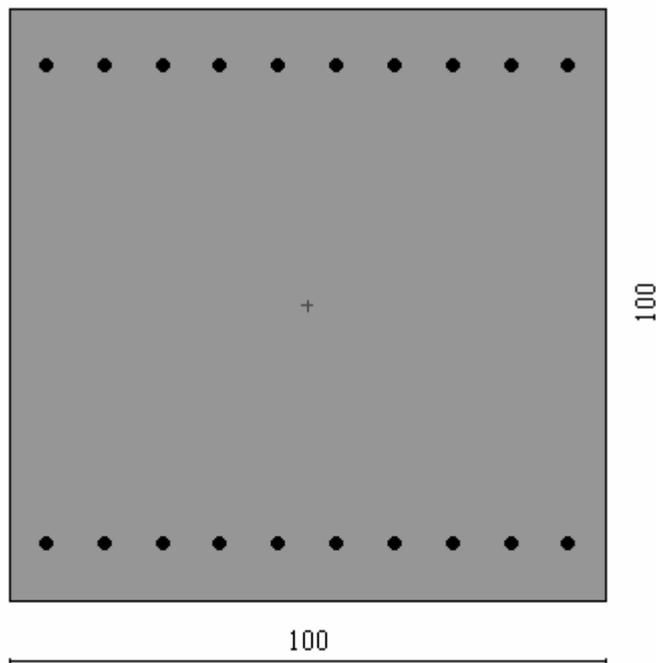
Xg = 50,00 cm	Yg = 50,00 cm
Inerzia sezione cls reagente	Icx = 2370683,12 cm <sup>4</sup> Icy = 3832987,15 cm <sup>4</sup>
Inerzia dei ferri omogeneizzata	Ifx = 1230814,20 cm <sup>4</sup> Ify = 2351700,76 cm <sup>4</sup>
Inerzia sezione omogeneizzata	Itx = 3601497,32 cm <sup>4</sup> Ity = 6184687,91 cm <sup>4</sup>

Sollecitazioni ultime	N = 232,8489 [kN]	M = 1732,0288 [kNm]
Sollecitazioni esercizio	N = 203,0000 [kN]	M = 1510,0000 [kNm]
<b>Coefficiente di sicurezza</b>	<b>1,147</b>	
Momento ultimo max	3384,3186 [kNm]	per N = 7009,4602 [kN]



Direzione orizzontale

M = 1240 kNm  
 T = 790 kN



Sollecitazioni			
Sforzo Normale [kN]	0,0000	<input checked="" type="checkbox"/> Applicato nel baricentro	
Eccentricità Y [cm]	0,00	Eccentricità X [cm]	0,00
Momento My [kNm]	1240,0000	Taglio Ty [kN]	790,0000
Momento Mx [kNm]	0,0000	Taglio Tx [kN]	0,0000
Momento Y [kNm]	1240,000	Momento X [kNm]	0,000
Accetta		Annulla	Help

**Caratteristiche sezione**

Area [cmq] = 10000,00	XG [cm] = 50,00
Ix [cm <sup>4</sup> ] = 8333333,3	YG[cm] = 50,00
Iy [cm <sup>4</sup> ] = 8333333,3	
Ixy [cm <sup>4</sup> ] = 0,0	
Nr.tondini = 20	
Af [cmq] = 90,48(0,90%)	

**Asse neutro**

Xc =	25,688 cm
Equazione:	-100,000 y+2431,154 = 0
Intersezioni	(100,00 ; 74,31) (0,00 ; 74,31)
Inclinazione	0,00 °

Tensione di compressione massima nel cls	8,892 MPa
Tensione di trazione massima nel ferro	-335,992 MPa
Tensione di compressione massima nel ferro	83,534 MPa
Tensione tangenziale asse neutro	0,968 MPa

**Risultanti e punti di applicazione**

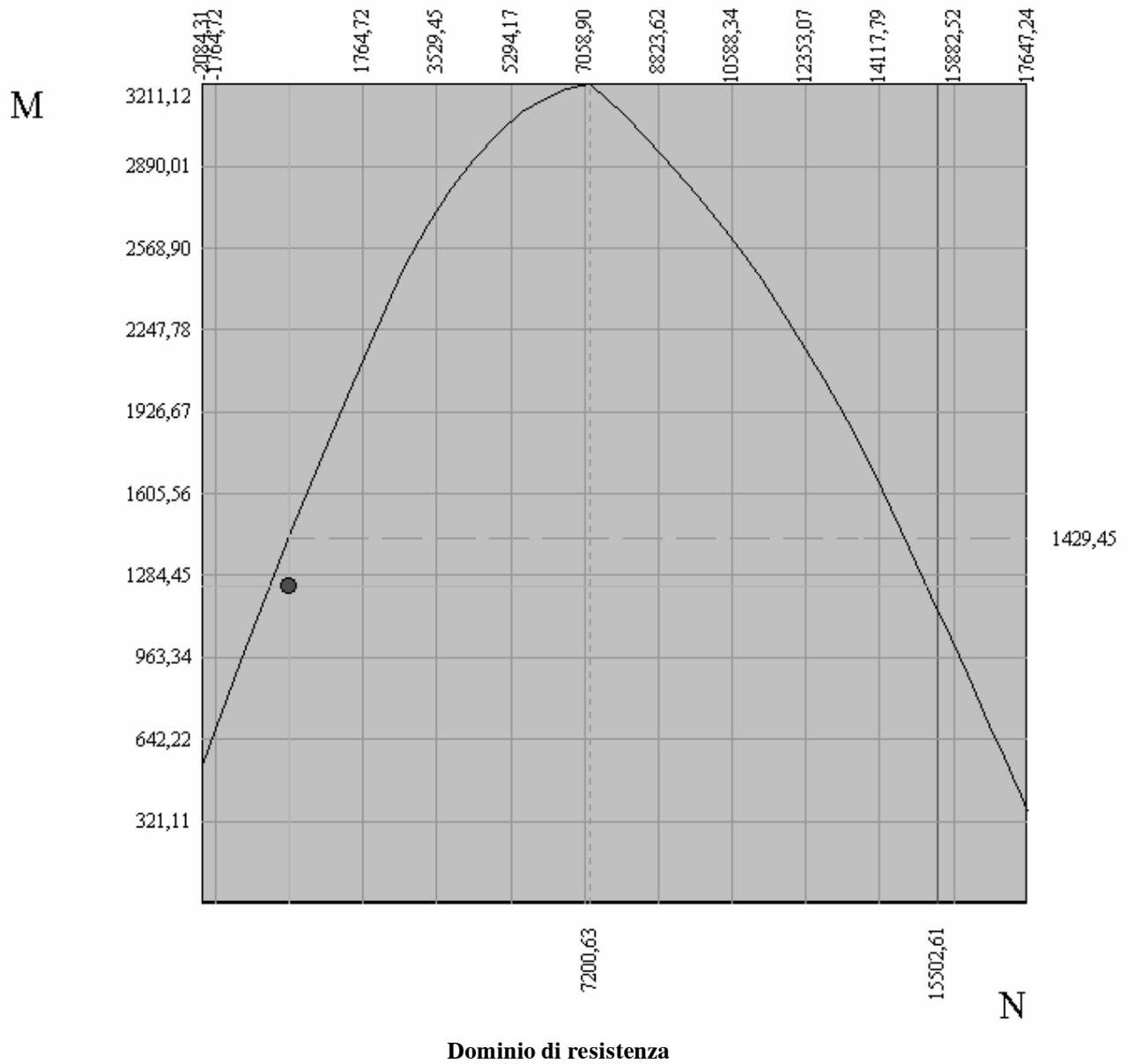
Cls compresso	1142,0953 kN	50,00 cm	91,44 cm
Armature compresse	377,8978 kN	50,00 cm	90,40 cm
Compressione	1519,9931 kN	50,00 cm	91,18 cm
Armature in trazione	1519,9931 kN	50,00 cm	9,60 cm
Trazione	1519,9931 kN	50,00 cm	9,60 cm

Area sezione calcestruzzo reagente	2568,85 cmq
Area dei ferri omogeneizzata	1357,17 cmq
Area sezione omogeneizzata	3926,01 cmq

**Momenti di inerzia e baricentro geometrico**

Xg = 50,00 cm	Yg = 50,00 cm
Inerzia sezione cls reagente	Icx = 2140704,91 cm <sup>4</sup> Icy = 3687687,96 cm <sup>4</sup>
Inerzia dei ferri omogeneizzata	Ifx = 1060744,43 cm <sup>4</sup> Ify = 2215115,37 cm <sup>4</sup>
Inerzia sezione omogeneizzata	Itx = 3201449,35 cm <sup>4</sup> Ity = 5902803,32 cm <sup>4</sup>

Sollecitazioni ultime	N = 0,0000 [kN]	M = 1429,4540 [kNm]
Sollecitazioni esercizio	N = 0,0000 [kN]	M = 1240,0000 [kNm]
<b>Coefficiente di sicurezza</b>	<b>1,153</b>	
Momento ultimo max	3211,1193 [kNm]	per N = 7200,6273 [kN]



**Verifica a taglio**

Il taglio di calcolo non deve superare il valore che, con riferimento alla resistenza di trazione di calcolo  $f_{ctd}$ , determina la formazione delle fessure oblique.

$$f_{ctm} = 0.27(R_{ck})^{2/3} = 0.27 \cdot 35^{2/3} = 2.89 \text{ Mpa}$$

$$f_{ctk} = 0.7 \cdot 2.89 = 2.02 \text{ Mpa} \quad f_{ctk} \text{ coincidente con } f_{ctd} \text{ essendo la verifica agli S.L.U.}$$

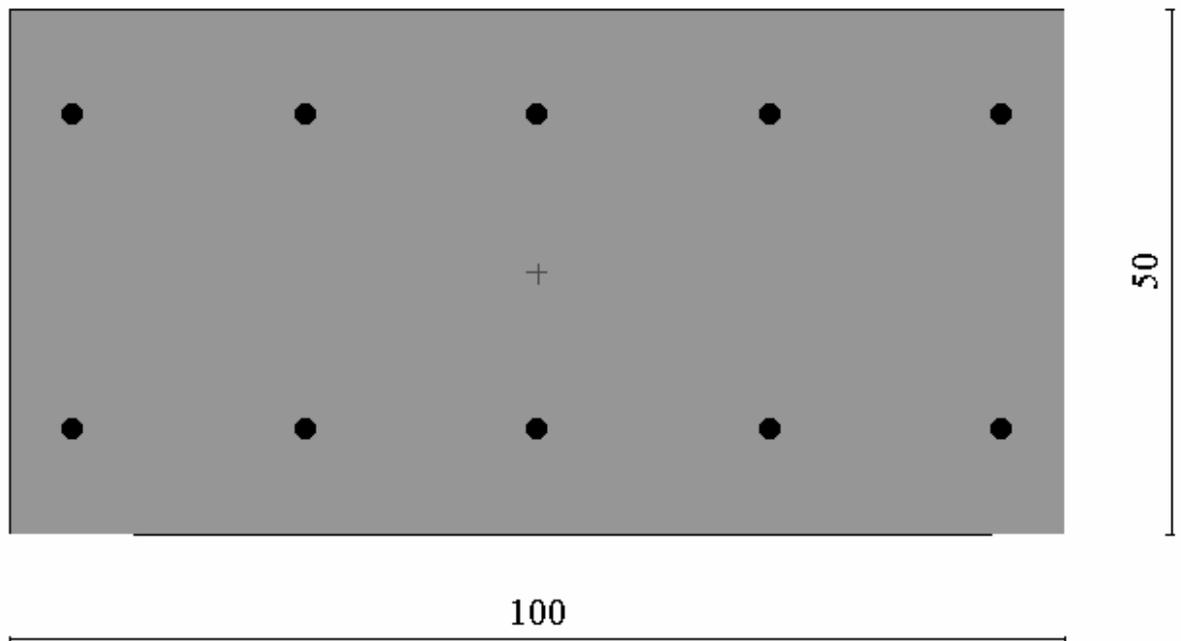
$$V_{cd} = (0.6 \cdot 2.02 \cdot 1.00 \cdot 0.80) \cdot 10^3 = 969.60 \text{ kN}$$

Non si ha bisogno di armare a taglio essendo  $V_{cd} > V_{sdu}$ .

### 8.2.6 La parte superiore del muro

direzione verticale

N = 29 kN  
 M = 60 kNm  
 T = 120 kN



Sollecitazioni			
Sforzo Normale [kN]	30,0000	<input checked="" type="checkbox"/>	Applicato nel baricentro
Eccentricità Y [cm]	0,00	Eccentricità X [cm]	0,00
Momento My [kNm]	60,0000	Taglio Ty [kN]	120,0000
Momento Mx [kNm]	0,0000	Taglio Tx [kN]	0,0000
Momento Y [kNm]	60,000	Momento X [kNm]	0,000
		<input type="button" value="Accetta"/> <input type="button" value="Annulla"/> <input type="button" value="Help"/>	

**Caratteristiche sezione**

Area [cmq] = 5000,00	XG [cm] = 50,00
Ix [cm <sup>4</sup> ] = 4166666,7	YG [cm] = 25,00
Iy [cm <sup>4</sup> ] = 1041666,7	
Ixy [cm <sup>4</sup> ] = 0,0	
Nr.tondini = 10	
Af [cmq] = 31,42(0,63%)	

**Asse neutro**

Xc =	12,136 cm
Equazione:	-100,000 y + 1286,425 = 0
Intersezioni	(100,00 ; 37,86) (0,00 ; 37,86)
Inclinazione	0,00 °

Tensione di compressione massima nel cls	2,797 MPa
Tensione di trazione massima nel ferro	-96,329 MPa
Tensione di compressione massima nel ferro	7,383 MPa
Tensione tangenziale asse neutro	0,334 MPa

**Risultanti e punti di applicazione**

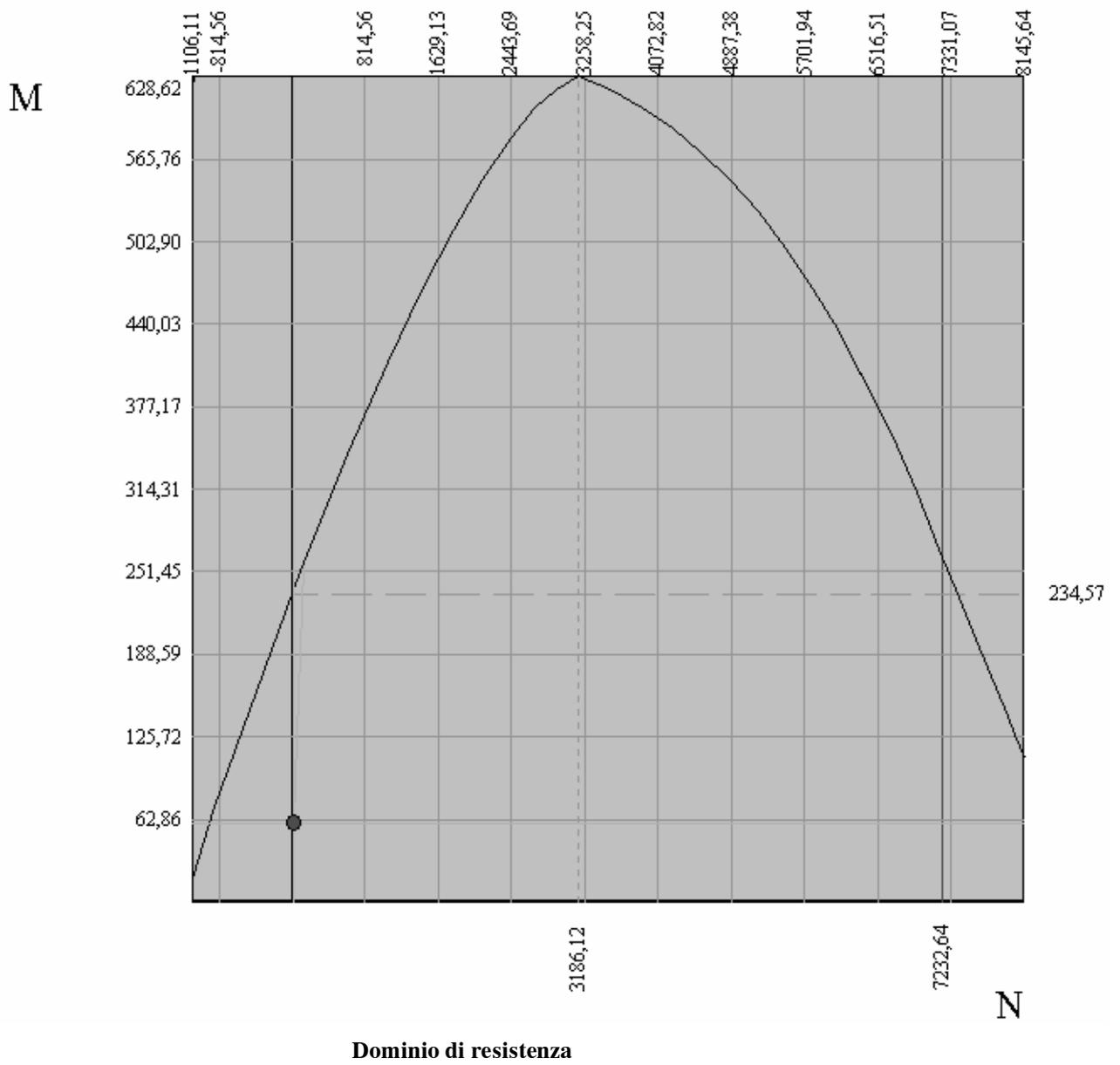
Cls compresso	169,7151 kN	50,00 cm	45,95 cm
Armature compresse	11,5979 kN	50,00 cm	40,00 cm
Compressione	181,3130 kN	50,00 cm	45,57 cm
Armature in trazione	151,3130 kN	50,00 cm	10,00 cm
Trazione	151,3130 kN	50,00 cm	10,00 cm

Area sezione calcestruzzo reagente	1213,57 cmq
Area dei ferri omogeneizzata	471,24 cmq
Area sezione omogeneizzata	1684,81 cmq

**Momenti di inerzia e baricentro geometrico**

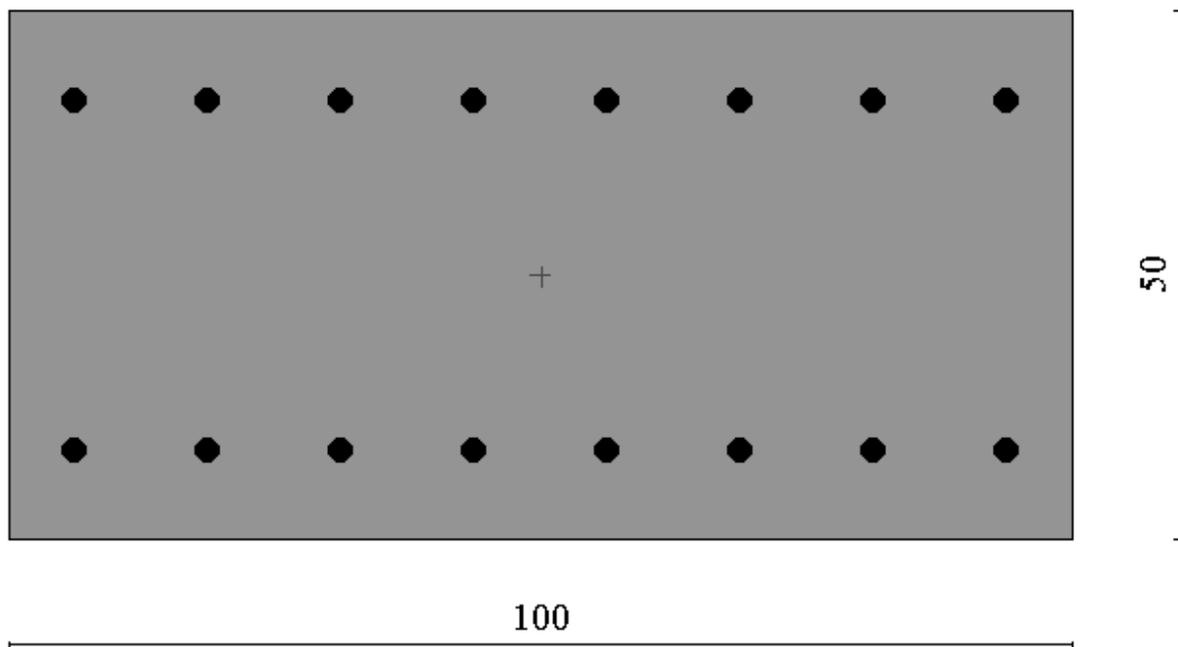
Xg = 50,00 cm	Yg = 25,00 cm
Inerzia sezione cls reagente	Icx = 1011312,11 cm <sup>4</sup> Icy = 449870,23 cm <sup>4</sup>
Inerzia dei ferri omogeneizzata	Ifx = 456159,25 cm <sup>4</sup> Ify = 106028,75 cm <sup>4</sup>
Inerzia sezione omogeneizzata	Itx = 1467471,37 cm <sup>4</sup> Ity = 555898,98 cm <sup>4</sup>

Sollecitazioni ultime	N = 128,8984 [kN]	M = 257,7969 [kNm]
Sollecitazioni esercizio	N = 30,0000 [kN]	M = 60,0000 [kNm]
<b>Coefficiente di sicurezza</b>	<b>4,297</b>	
Momento ultimo max	628,6195 [kNm]	per N = 3186,1183 [kN]



direzione orizzontale

M = 500 kNm  
 T = 120 kN



Sollecitazioni			
Sforzo Normale [kN]	0,0000	<input checked="" type="checkbox"/> Applicato nel baricentro	
Eccentricità Y [cm]	0,00	Eccentricità X [cm]	0,00
Momento My [kNm]	500,0000	Taglio Ty [kN]	120,0000
Momento Mx [kNm]	0,0000	Taglio Tx [kN]	0,0000
Momento Y [kNm]	500,000	Momento X [kNm]	0,000
Accetta		Annulla	
Help			

**Caratteristiche sezione**

Area [cmq] = 5000,00	XG [cm] = 50,00
Ix [cm <sup>4</sup> ] = 4166666,7	YG[cm] = 25,00
Iy [cm <sup>4</sup> ] = 1041666,7	
Ixy [cm <sup>4</sup> ] = 0,0	
Nr.tondini = 16	
Af [cmq] = 72,38(1,45%)	

**Asse neutro**

Xc =	14,848 cm
Equazione:	-100,000 y+1015,230 = 0
Intersezioni	(100,00 ; 35,15) (0,00 ; 35,15)
Inclinazione	0,00 °

Tensione di compressione massima nel cls	14,271 MPa
Tensione di trazione massima nel ferro	-385,703 MPa
Tensione di compressione massima nel ferro	92,960 MPa
Tensione tangenziale asse neutro	0,335 MPa

**Risultanti e punti di applicazione**

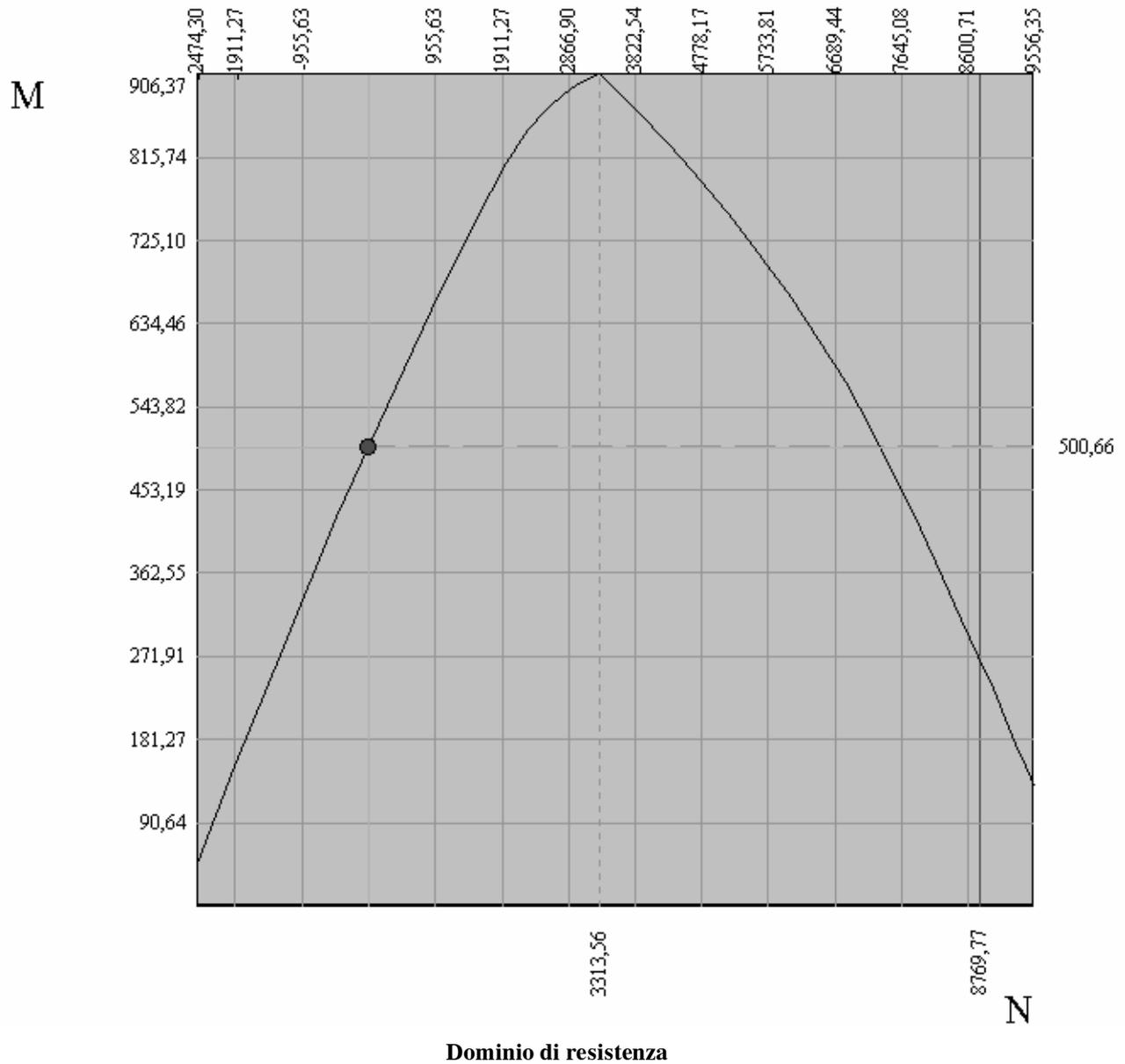
Cls compresso	1059,4707 kN	50,00 cm	45,05 cm
Armature compresse	336,4333 kN	50,00 cm	41,60 cm
Compressione	1395,9040 kN	50,00 cm	44,22 cm
Armature in trazione	1395,9040 kN	50,00 cm	8,40 cm
Trazione	1395,9040 kN	50,00 cm	8,40 cm

Area sezione calcestruzzo reagente	1484,77 cmq
Area dei ferri omogeneizzata	1085,73 cmq
Area sezione omogeneizzata	2570,50 cmq

**Momenti di inerzia e baricentro geometrico**

Xg = 50,00 cm	Yg = 25,00 cm
Inerzia sezione cls reagente	Icx = 1237308,07 cm <sup>4</sup> Icy = 485953,65 cm <sup>4</sup>
Inerzia dei ferri omogeneizzata	Ifx = 892678,43 cm <sup>4</sup> Ify = 299184,98 cm <sup>4</sup>
Inerzia sezione omogeneizzata	Itx = 2129986,50 cm <sup>4</sup> Ity = 785138,63 cm <sup>4</sup>

Sollecitazioni ultime	N = 0,0000 [kN]	M = 500,6605 [kNm]
Sollecitazioni esercizio	N = 0,0000 [kN]	M = 500,0000 [kNm]
<b>Coefficiente di sicurezza</b>	<b>1,001</b>	
Momento ultimo max	906,3746 [kNm]	per N = 3313,5630 [kN]



**Verifica a taglio**

Il taglio di calcolo non deve superare il valore che, con riferimento alla resistenza di trazione di calcolo  $f_{ctd}$ , determina la formazione delle fessure oblique.

$$f_{ctm} = 0.27(R_{ck})^{2/3} = 0.27 \cdot 35^{2/3} = 2.89 \text{ Mpa}$$

$$f_{ctk} = 0.7 \cdot 2.89 = 2.02 \text{ Mpa} \quad f_{ctk} \text{ coincidente con } f_{ctd} \text{ essendo la verifica agli S.L.U.}$$

$$V_{cd} = (0.6 \cdot 2.02 \cdot 1.00 \cdot 0.30) \cdot 10^3 = 363,60 \text{ kN}$$

Non si ha bisogno di armare a taglio essendo  $V_{cd} > V_{sdu}$

## **9      Analisi pesi propri strutturali e sovraccarichi permanenti**

### **9.1   *Pesi propri strutturali ( $g_1$ )***

Per il calcolo dei pesi propri strutturali provenienti dall'impalcato si rimanda alla relazione tecnica di predimensionamento generale per impalcati da 30 m.

### **9.2   *Sovraccarichi permanenti portati ( $g_2$ )***

Per il calcolo dei sovraccarichi portati provenienti dall'impalcato si rimanda alla relazione tecnica di predimensionamento generale per impalcati da 30 m.

## 10 Analisi dei sovraccarichi di esercizio

### 10.1 Carichi mobili ( $q_1$ )

Per il calcolo dei carichi mobili (azioni verticali), provenienti dall'impalcato si rimanda alla relazione tecnica di predimensionamento generale per impalcati da 30 m.

### 10.2 Incremento dinamico ( $q_2$ )

L'entità dei carichi mobili deve essere maggiorata per tener conto degli effetti dinamici, attraverso il seguente coeff. di incremento dinamico  $\Phi$ :

$$\Phi_{c.a.p.} = 1.4 - (L-10)/150 = \mathbf{1.28} \quad \text{con } L=\text{luce di calcolo} = 28.4\text{m}$$

**10.3 Azione longitudinale della frenatura ( $q_3$ ).**

La frenatura è assunta come percentuale (10%) del peso della singola colonna di carico accidentale più pesante. La pila P3 è sottoposta all'azione franante di quattro impalcati.

$$F_I = 0.1(200 \cdot 3 + 30 \cdot (30 \cdot 4 - 9)) = 393 \text{KN} > 20\% Q_{1a} = 222 \text{KN}$$

**10.4 Azione trasversale centrifuga ( $q_4$ ).**

Non applicabile.

**10.5 Azione trasversale del vento ( $q_5$ ).**

È stato considerato l'effetto del vento trasversale ( $q_5$ ) sia in presenza di carichi accidentali che in assenza di questi ultimi, nei termini di 2.5kN/mq.

**10.6 Azione sismica ( $q_6$ ).**

Gli effetti sismici sono stati valutati mediante l'analisi semplificata delle relative pile, come indicato nella bozza della normativa sismica 25/05/2003.

$$F = M \cdot S_d(T_1)$$

nella quale la massa  $M$  vale rispettivamente:

- l'intera massa dell'impalcato, più la massa della metà superiore di tutte le pile, nel caso (a);
- la massa di impalcato afferente alla pila, più la massa della metà superiore della pila, nel caso c).

$S_d(T_1)$  è l'ordinata dello spettro di risposta di progetto definito al punto 5.2.7.

Il periodo  $T_1$  è dato in entrambi i casi dall'espressione:

$$T_1 = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}}$$

nella quale  $K$  è la rigidezza complessiva del modello considerato.

Categoria suolo	$S$	$T_B$	$T_C$	$T_D$
A	1,0	0,15	0,40	2,0
B, C, E	1,25	0,15	0,50	2,0
D	1,35	0,20	0,80	2,0

### 5.2.1 Zone sismiche

Ai fini dell'applicazione di queste norme, il territorio nazionale viene suddiviso in zone sismiche, ciascuna contrassegnata da un diverso valore del parametro  $a_g$  = accelerazione orizzontale massima su suolo di categoria A (definito al punto 5.1). I valori di  $a_g$ , espressi come frazione dell'accelerazione di gravità  $g$ , da adottare in ciascuna delle zone sismiche del territorio nazionale sono:

Zona	Valore di $a_g$
1	0,35g
2	0,25g
3	0,15g
4	0,05g

### 5.2.6 Spettri di progetto per lo stato limite di collasso

Ai fini del progetto, e per evitare il ricorso ad analisi non lineari, le capacità dissipative delle strutture possono essere messe in conto attraverso un fattore riduttivo delle forze elastiche, denominato fattore di struttura  $q$ . L'azione sismica di progetto  $S_d(T)$  è in tal caso data dallo spettro di risposta elastico di cui al punto 5.2.5, con le ordinate ridotte utilizzando il fattore  $q$ . I valori numerici del fattore  $q$  vengono definiti al punto 5.5.

Lo spettro di progetto per le componenti orizzontali è definito dalle seguenti espressioni:

$$\begin{aligned}
 0 \leq T < T_B & \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ 1 + \frac{T}{T_B} \cdot \left( \frac{2,5}{q} - 1 \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \\
 T_C \leq T < T_D & \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right)
 \end{aligned} \tag{10}$$

in cui  $T_A$ ,  $T_B$ ,  $T_C$ ,  $T_D$  sono definiti in tab. 3.1. Si assumerà comunque  $S_d(T) \geq 0,2a_g$ .

A meno di adeguate analisi giustificative, lo spettro di progetto della componente verticale dell'azione sismica è dato dalle seguenti espressioni, assumendo  $q = 1$ :

### 5.5 Valori del coefficiente di struttura

I massimi valori utilizzabili per il fattore  $q$  nel caso di ponti a pile in cemento armato e impalcato a travata continua sono:

- ponti con pile a comportamento flessionale ( $H/L \geq 3,5$ )  $q = 3,5$
  - ponti con pile tozze ( $H/L < 3,5$ )  $q = 1,0$
  - valore di  $q$  per il calcolo delle spalle  $q = 1,0$
- (per  $1 < H/L < 3,5$   $q$  si ottiene per interpolazione lineare).

$$W_{impalcato} = 7292 \times 4 = 29168 \text{ kN}$$

$$M_{impalcato} = 2973 \frac{\text{kN}}{\text{m/s}^2}$$

$$H_{pila} = 1,2 + 5 + 5,5 = 11,7 \text{ m}$$

$$W_{pila} = 758 + 522 = 1280 \text{ kN}$$

$$M_{impalcato} = 130 \frac{\text{kN}}{\text{m/s}^2}$$

$$M_{totale} = 2973 + 130 = 3103 \frac{\text{kN}}{\text{m/s}^2}$$

$$K_{long.} = \frac{3EI_{long.}}{l^3} = \frac{3 \times 33722000 \times 1,18}{11,7^3} = 74.534 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$T_{long.} = 2\pi \sqrt{\frac{3.103}{74.534}} = 1,28 \text{ s}$$

$$K_{trasv.} = \frac{3EI_{trasv.}}{l^3} = \frac{3 \times 33722000 \times 12,98}{11,7^3} = 819.883 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$T_{trasv.} = 2\pi \sqrt{\frac{3.045}{819.883}} = 0,38 \text{ s}$$

$$S_d(T) = 0,35 \text{ g} \times 1 \times \frac{2,5}{3,5} \left( \frac{0,4}{1,28} \right) = 0,08 \text{ g}$$

$$S_d(T) = 0,35 \text{ g} \times 1 \times \frac{2,5}{3,5} = 0,25 \text{ g}$$

### 10.7 Azione longitudinale attritiva ( $q_7$ )

Si è assunto per l'attrito dei vincoli pari al 8% dei carichi permanenti.

### 10.8 Analisi della pila fissa P3

Per l'analisi della pila fissa si effettua il calcolo mediante solutore agli elementi finiti Sap2000 mediante elementi frame di sezione General con le caratteristiche inerziali dei vari elementi costituenti la pila che possiamo individuare come, Pulvino, Braccia, Fusto e Zattera di Fondazione.

Nella seguente immagine si riporta la schematizzazione in elementi Frame per la modellazione agli elementi finiti.

La modellazione unifilare è relativa alla linea d'asse dei varielementi.

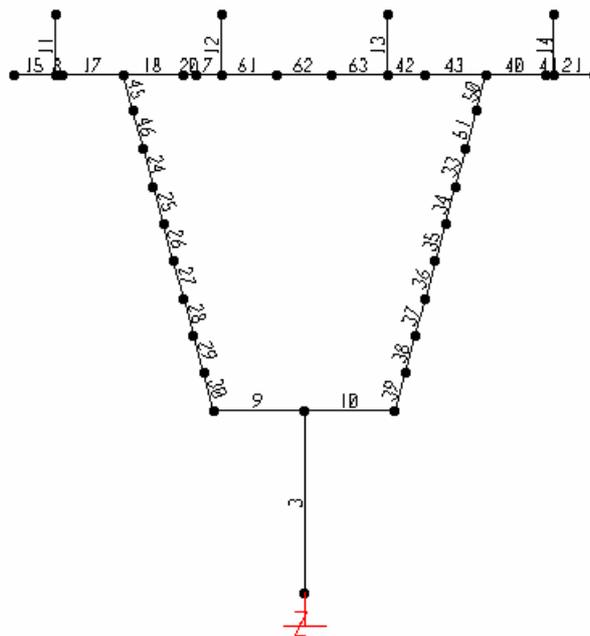


Figura 6-Numerazione delle aste.

Nella seguente tabella si riportano i carichi provenienti dall'impalcato sui quattro appoggi.

<b>Azioni verticali al piano appoggi</b>	<b>Rv1</b>	<b>Rv2</b>	<b>Rv3</b>	<b>Rv4</b>	
Peso proprio	699	699	699	699	
Permanenti portati	213	213	213	213	
Sovraccarichi mobili 1 STESA	647	386	126	-135	
Sovraccarichi mobili 2 STESA	775	514	254	-7	
Sovraccarichi mobili 3 STESA	727	558	389	219	
Folla	38	38	38	38	
Folla solo lato sinistro	73	37	1	-35	
	1712	1507	1302	1096	5617
<b>Azioni trassv. al piano appoggi</b>	<b>Ht1</b>	<b>Ht2</b>	<b>Ht3</b>	<b>Ht4</b>	
Vento	0	187.5	187.5	0	375

SismaX (azione dall'impalcato)=912 KN.

Si riportano di seguito le combinazioni di carico considerate.

SLE	COMBINAZIONI	g1	g2	g3	$\varepsilon 1$	$\varepsilon 2$	$\varepsilon 3$	$\varepsilon 4$	q1	q2	q3	q4	q5	q6	q7	q8	q9
	AI	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00
AII	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,00	0,60	0,00	1,00	1,00	1,00	1,00
AIII	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,20	0,00	1,00	1,00	1,00	1,00
AIV	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,20	0,00	1,00	1,00	1,00	1,00
AV	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00

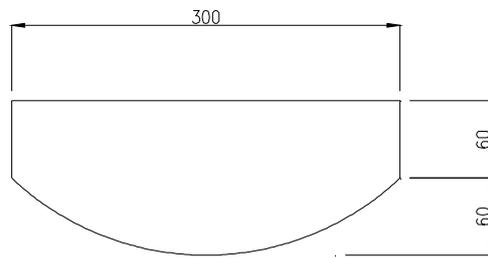
  

SLE di fessurazione																	
	FI	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,40	0,00	0,00	0,00	0,00
FII	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,40	0,25	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
FIII	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,40	0,25	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

SLU																	
	UI	1,50	1,50	1,50	1,20	1,20	1,20	1,20	0,00	0,00	0,00	0,00	1,50			1,50	1,50
UII	1,50	1,50	1,50	1,20	1,20	1,20	1,20	1,50	1,50	0,00	0,00	0,90			1,50	1,50	
UIII	1,50	1,50	1,50	1,20	1,20	1,20	1,20	1,50	1,50	1,50	0,00	0,30			1,50	1,50	
UIV	1,50	1,50	1,50	1,20	1,20	1,20	1,20	1,50	1,50	0,00	1,50	0,30			1,50	1,50	

## 10.8.1 Verifica pulvino

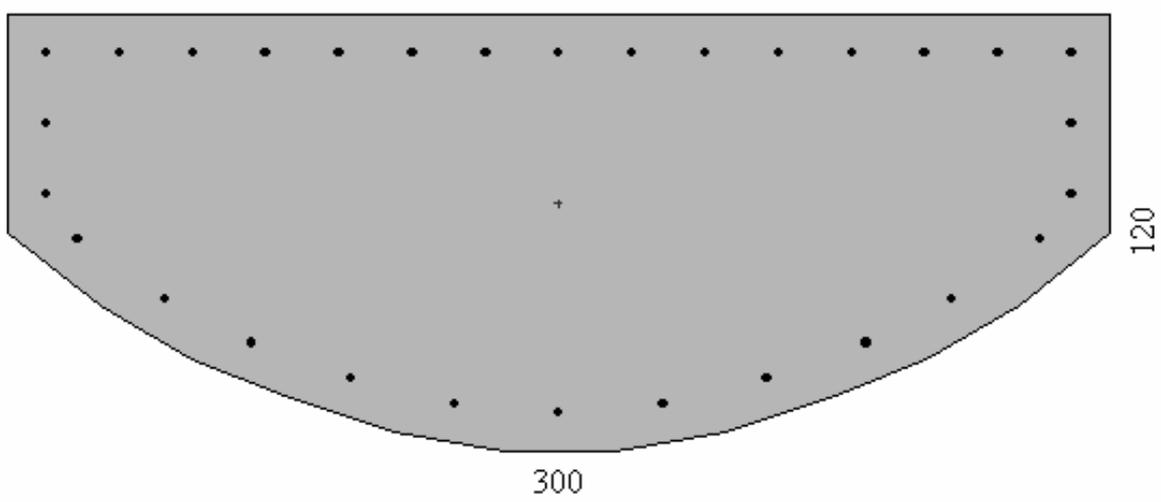


A (mq)	$K_{\text{torsionale}}$	$J_x$ (m <sup>4</sup> )	$J_y$ (m <sup>4</sup> )	$A_{\text{taglio } y}$ (mq)	$A_{\text{taglio } x}$ (mq)
3,032	1,069	1,925	0,299	3,032	3,032

La combinazione di carico più gravosa per il pulvino Risultata essere la UII e le relative combinazioni di verifica sono:

N trazione	=	855 kN
My	=	-1680 kNm
Mx	=	-365 kNm
Sismay Tx	=	2871 kN
Ty	=	595 kN

Si riporta di seguito la verifica corrispondente.



Caratteristiche sezione	
Area [cmq] = 30125,00	XG [cm] = 150,00
Ix [cm <sup>4</sup> ] = 190561770,8	YG[cm] = 68,25
Iy [cm <sup>4</sup> ] = 29532195,2	
Ixy [cm <sup>4</sup> ] = 0,0	
Nr.tondini = 30	
Af [cmq] = 159,28(0,53%)	

Sollecitazioni			
Sforzo Normale [kN]	-855,0000	<input checked="" type="checkbox"/> Applicato nel baricentro	
Eccentricità Y [cm]	0,00	Eccentricità X [cm]	0,00
Momento My [kNm]	-1680,0000	Taglio Ty [kN]	595,0000
Momento Mx [kNm]	-365,0000	Taglio Tx [kN]	2871,0000
Momento Y [kNm]	-1680,000	Momento X [kNm]	-365,000
			
Accetta		Annulla	
Help			

Asse neutro	
Xc =	33,453 cm
Equazione:	-11,328 x -227,390 y -8073,477 = 0
Intersezioni	(254,25 ; 27,55) (26,86 ; 38,88)
Inclinazione	-2,85 °

Tensione di compressione massima nel cls	7,214 MPa		
Tensione di trazione massima nel ferro	-270,074 MPa		
Tensione di compressione massima nel ferro	71,548 MPa		
Tensione tangenziale asse neutro	0,354 MPa		
Risultanti e punti di applicazione			
Cls compresso	1401,9704 kN	140,30 cm	14,38 cm
Armature compresse	161,5383 kN	139,49 cm	15,58 cm
Compressione	1563,5087 kN	140,21 cm	14,50 cm
Armature in trazione	2418,5087 kN	158,76 cm	102,97 cm
Trazione	2418,5087 kN	158,76 cm	102,97 cm

Area sezione calcestruzzo reagente	4952,49 cmq
Area dei ferri omogeneizzata	2389,18 cmq
Area sezione omogeneizzata	7341,67 cmq

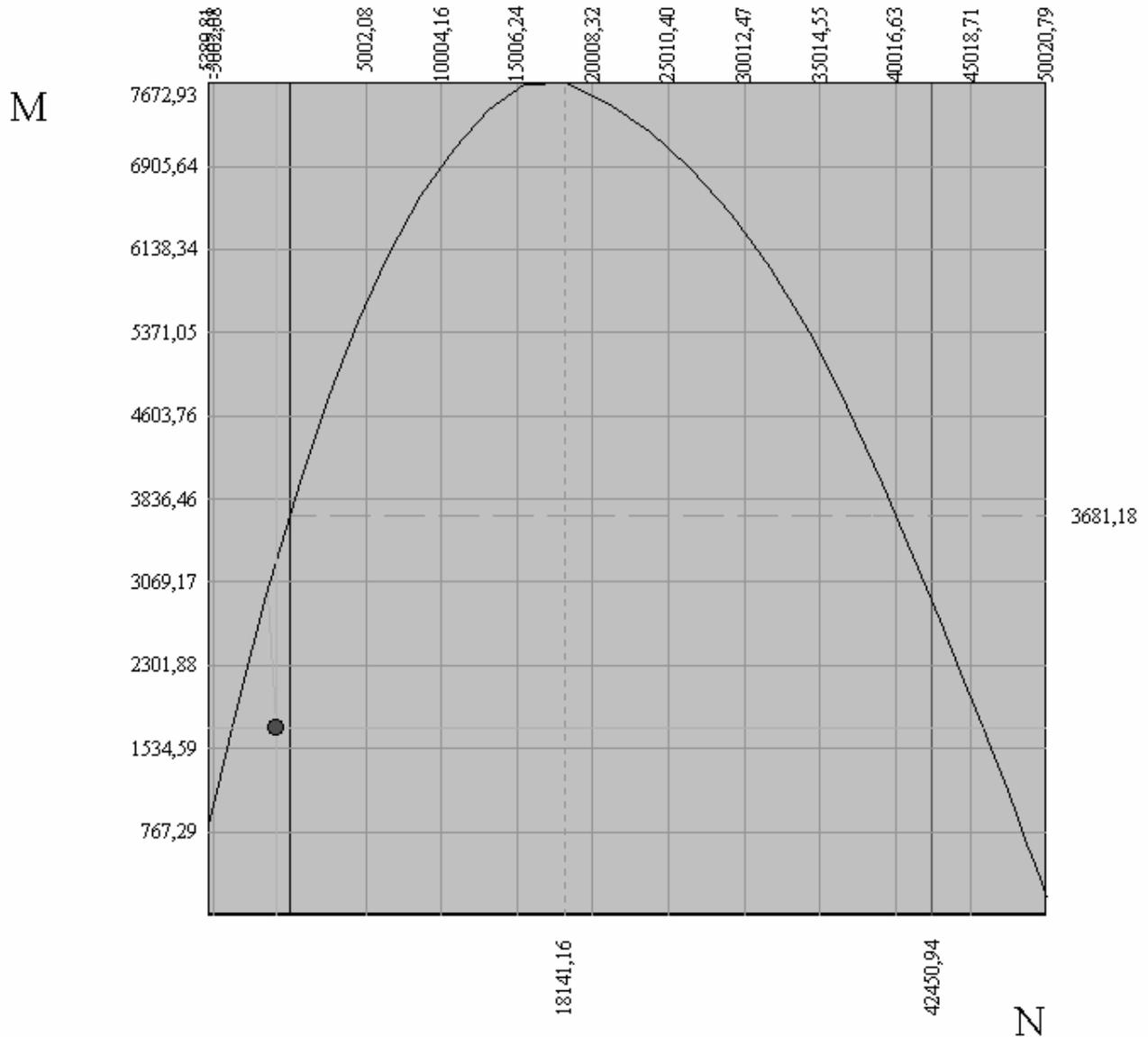
Momenti di inerzia e baricentro geometrico

$X_g = 150,00$  cm     $Y_g = 68,25$  cm

Inerzia sezione cls reagente	$I_{cx} = 13137503,15$ cm <sup>4</sup>	$I_{cy} = 11890772,98$ cm <sup>4</sup>
Inerzia dei ferri omogeneizzata	$I_{fx} = 21337629,57$ cm <sup>4</sup>	$I_{fy} = 3584626,96$ cm <sup>4</sup>
Inerzia sezione omogeneizzata	$I_{tx} = 34475132,72$ cm <sup>4</sup>	$I_{ty} = 15475399,95$ cm <sup>4</sup>

Sollecitazioni ultime	$N = -1478,7754$ [kN]	$M = 2973,4509$ [kNm]
Sollecitazioni esercizio	$N = -855,0000$ [kN]	$M = 1719,1931$ [kNm]
<b>Coefficiente di sicurezza</b>	<b>1,730</b>	
Momento ultimo max	7672,9287 [kNm]	per $N = 18141,1645$ [kN]

**Dominio di resistenza**



**Verifica a taglio**

Il taglio di calcolo non deve superare il valore che, con riferimento alla resistenza di trazione di calcolo  $f_{ctd}$ , determina la formazione delle fessure oblique.

$$f_{ctm} = 0.27(R_{ck})^{2/3} = 0.27 \cdot 35^{2/3} = 2.89 \text{ Mpa}$$

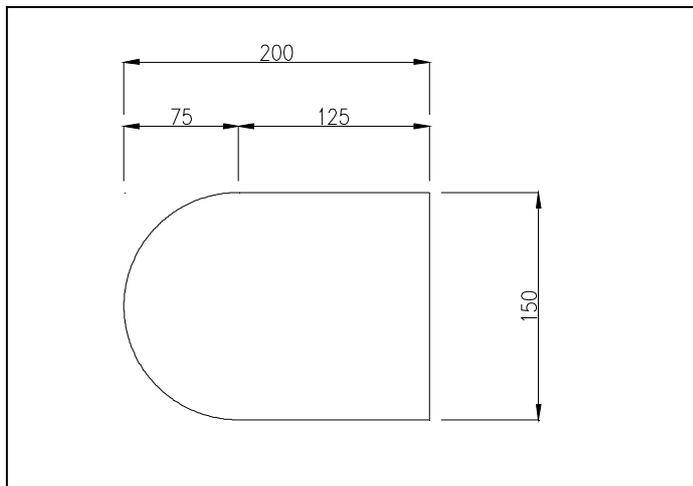
$$f_{ctk} = 0.7 \cdot 2.89 = 2.02 \text{ Mpa}$$

$f_{ctk}$  coincidente con  $f_{ctd}$  essendo la verifica agli S.L.U.

$$V_{cd} = (0.6 \cdot 2.02 \cdot 3.00 \cdot 1.00) \cdot 10^3 = 3636 \text{ kN}$$

Non si ha bisogno di armare a taglio essendo  $V_{cd} > V_{sdu}$

## 10.8.2 Verifica braccia



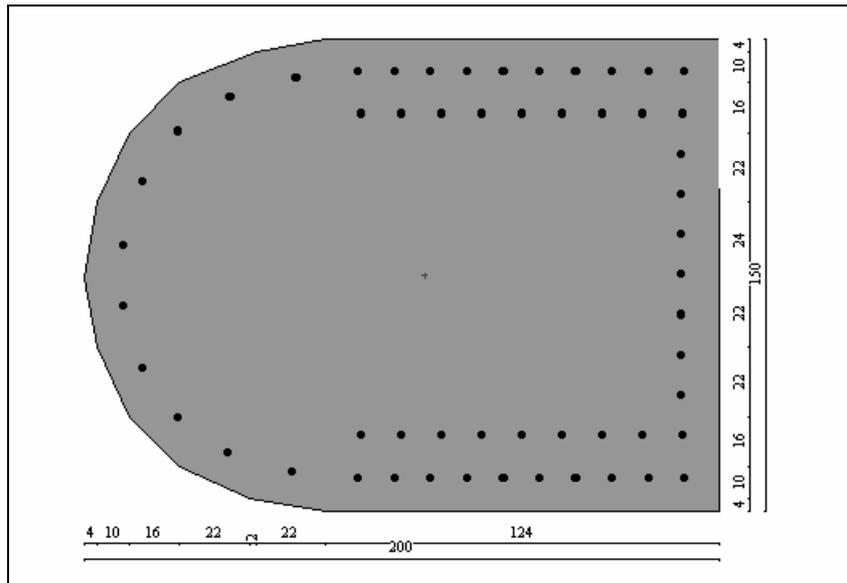
A (mq)	$K_{\text{torsionale}}$	$J_x$ (m <sup>4</sup> )	$J_y$ (m <sup>4</sup> )	$A_{\text{taglio } y}$ (mq)	$A_{\text{taglio } x}$ (mq)
2,759	0,687	0,8133	0,4758	2,759	2,759

La combinazione di carico più gravosa per le braccia risulta essere Sisma y, le relative sollecitazioni di verifica sono:

UIII

$N_{\text{compressione}}$	=	3604 kN
$M_x$	=	-7946 kNm
$M_y$	=	-439 kNm
Sisma <sub>max</sub> $T_x$	=	996 kN
$T_y$	=	1209 kN

Si riporta di seguito la verifica corrispondente.



Sollecitazioni			
Sforzo Normale [kN]	3604,0000	<input checked="" type="checkbox"/> Applicato nel baricentro	
Eccentricità Y [cm]	0,00	Eccentricità X [cm]	0,00
Momento My [kNm]	7946,0000	Taglio Ty [kN]	996,0000
Momento Mx [kNm]	439,0000	Taglio Tx [kN]	1209,0000
Momento Y [kNm] 7946,000		Momento X [kNm] 439,000	
		<input type="button" value="Accetta"/> <input type="button" value="Annulla"/> <input type="button" value="Help"/>	

#### Caratteristiche sezione

Area [cmq] = 27462,00      XG [cm] = 107,62  
 Ix [cm<sup>4</sup>] = 80564288,8      YG [cm] = 74,96  
 Iy [cm<sup>4</sup>] = 47199723,2  
 Ixy [cm<sup>4</sup>] = 58818,9  
 Nr.tondini = 55  
 Af [cmq] = 292,01(1,06%)

#### Asse neutro

Xc = 54,242 cm  
 Equazione:  $-7,620 x - 193,575 y + 4721,067 = 0$   
 Intersezioni (200,00 ; 95,72) (6,43 ; 103,34)  
 Inclinazione  $-2,25^\circ$

Tensione di compressione massima nel cls	17,547 MPa		
Tensione di trazione massima nel ferro	-434,343 MPa		
Tensione di compressione massima nel ferro	209,786 MPa		
Tensione tangenziale asse neutro	0,444 MPa		
<b>Risultanti e punti di applicazione</b>			
Cls compresso	6954,4298 kN	120,15 cm	131,95 cm
Armature compresse	1985,1703 kN	130,73 cm	133,35 cm
Compressione	8939,6001 kN	122,50 cm	132,26 cm
Armature in trazione	5335,6001 kN	124,33 cm	22,04 cm
Trazione	5335,6001 kN	124,33 cm	22,04 cm

Area sezione calcestruzzo reagente	8868,16 cmq
Area dei ferri omogeneizzata	4380,17 cmq
Area sezione omogeneizzata	13248,32 cmq

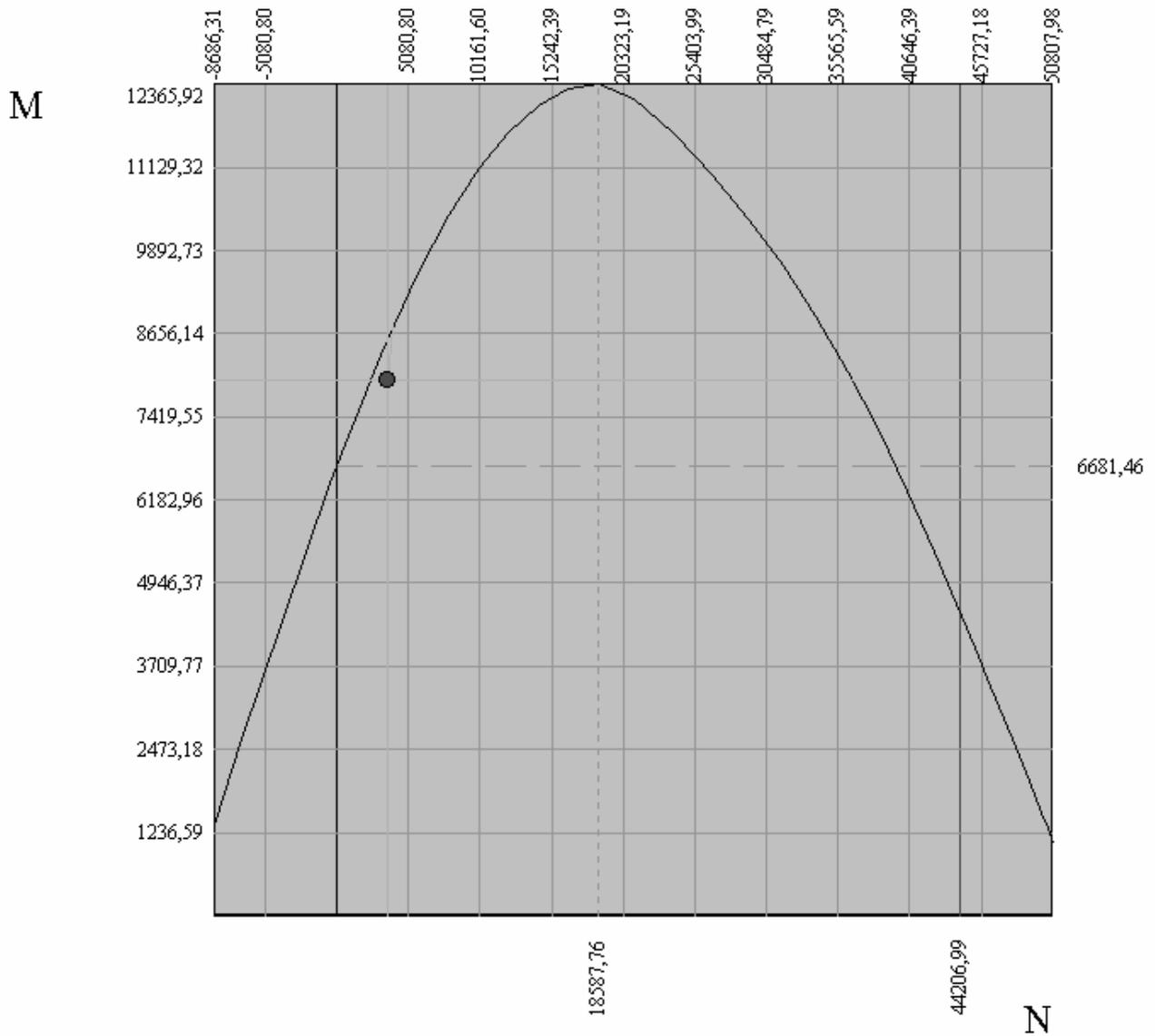
Momenti di inerzia e baricentro geometrico

$$X_g = 107,62 \text{ cm} \quad Y_g = 74,96 \text{ cm}$$

Inerzia sezione cls reagente	$I_{cx} = 23972764,08 \text{ cm}^4$
	$I_{cy} = 22604859,94 \text{ cm}^4$
Inerzia dei ferri omogeneizzata	$I_{fx} = 14211963,69 \text{ cm}^4$
	$I_{fy} = 12323323,83 \text{ cm}^4$
Inerzia sezione omogeneizzata	$I_{tx} = 38184727,77 \text{ cm}^4$
	$I_{ty} = 34928183,77 \text{ cm}^4$

Sollecitazioni ultime	$N = 3963,0622 \text{ [kN]}$	$M = 8750,9755 \text{ [kNm]}$
Sollecitazioni esercizio	$N = 3604,0000 \text{ [kN]}$	$M = 7958,1177 \text{ [kNm]}$
<b>Coefficiente di sicurezza</b>	<b>1,100</b>	
Momento ultimo max	$12365,9153 \text{ [kNm]}$ per $N = 18587,7634 \text{ [kN]}$	

**Dominio di resistenza**



**Verifica a taglio**

Il taglio di calcolo non deve superare il valore che, con riferimento alla resistenza di trazione di calcolo  $f_{ctd}$ , determina la formazione delle fessure oblique.

$$f_{ctm} = 0.27(Rck)^{2/3} = 0.27 \cdot 35^{2/3} = 2.89 \text{ Mpa}$$

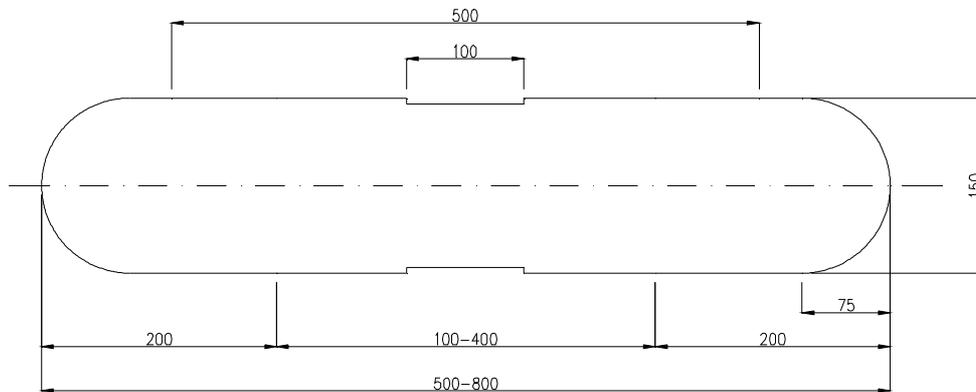
$$f_{ctk} = 0.7 \cdot 2.89 = 2.02 \text{ Mpa}$$

$f_{ctk}$  coincidente con  $f_{ctd}$  essendo la verifica agli S.L.U.

$$V_{cd} = (0.6 \cdot 2.02 \cdot 2.80 \cdot 1.50) \cdot 10^3 = 5090 \text{ kN}$$

Non si ha bisogno di armare a taglio essendo  $V_{cd} > V_{sdu}$

### 10.8.3 Verifica fusto

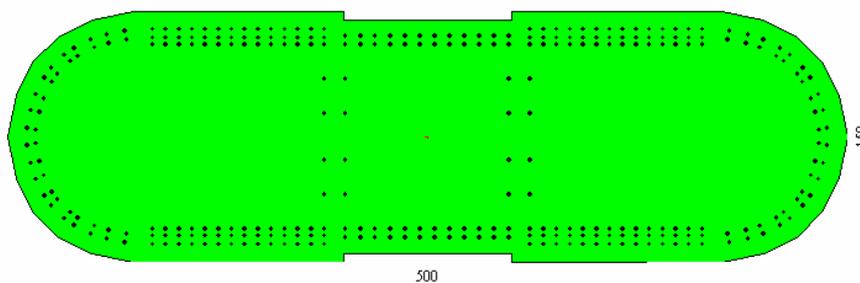


A (mq)	K <sub>torsionale</sub>	J <sub>x</sub> (m <sup>4</sup> )	J <sub>y</sub> (m <sup>4</sup> )	A <sub>taglio y</sub> (mq)	A <sub>taglio x</sub> (mq)
6,917	2,265	12,98	1,18	6,917	6,917

La combinazione di carico più gravosa per il fusto risulta essere la Sisma y

$$\begin{aligned}
 N_{\text{compressione}} &= 8426 \text{ kN} \\
 M_x &= 29225 \text{ kNm} \\
 M_y &= 0 \\
 T_x &= -2492 \text{ kN} \\
 T_y &= -1405 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Si riporta di seguito la verifica corrispondente.



Sollecitazioni			
Sforzo Normale [kN]	8426,0000	<input checked="" type="checkbox"/> Applicato nel baricentro	
Eccentricità Y [cm]	0,00	Eccentricità X [cm]	0,00
Momento My [kNm]	29225,000	Taglio Ty [kN]	1405,0000
Momento Mx [kNm]	0,0000	Taglio Tx [kN]	2492,0000
Momento Y [kNm]	29225,000	Momento X [kNm]	0,000
			
Accetta		Annulla	
Help			

Caratteristiche sezione	
Area [cmq]	68750,00
$I_x$ [cm <sup>4</sup> ]	1277029791,7
$I_y$ [cm <sup>4</sup> ]	116861041,7
$I_{xy}$ [cm <sup>4</sup> ]	0,0
Nr.tondini	312
Af [cmq]	1656,50(2,41%)
XG [cm]	250,00
YG[cm]	75,00

Asse neutro	
Xc =	58,766 cm
Equazione:	$0,000 x - 493,506 y + 8011,766 = 0$
Intersezioni	(496,75 ; 91,23) (3,25 ; 91,23)
Inclinazione	0,00 °

Tensione di compressione massima nel cls	15,299 MPa		
Tensione di trazione massima nel ferro	-314,876 MPa		
Tensione di compressione massima nel ferro	188,086 MPa		
Tensione tangenziale asse neutro	0,255 MPa		
Risultanti e punti di applicazione			
Cls compresso	18927,3701 kN	250,00 cm	128,62 cm
Armature compresse	11770,7646 kN	250,00 cm	132,79 cm
Compressione	30698,1347 kN	250,00 cm	130,22 cm
Armature in trazione	22272,1347 kN	250,00 cm	19,90 cm
Trazione	22272,1347 kN	250,00 cm	19,90 cm

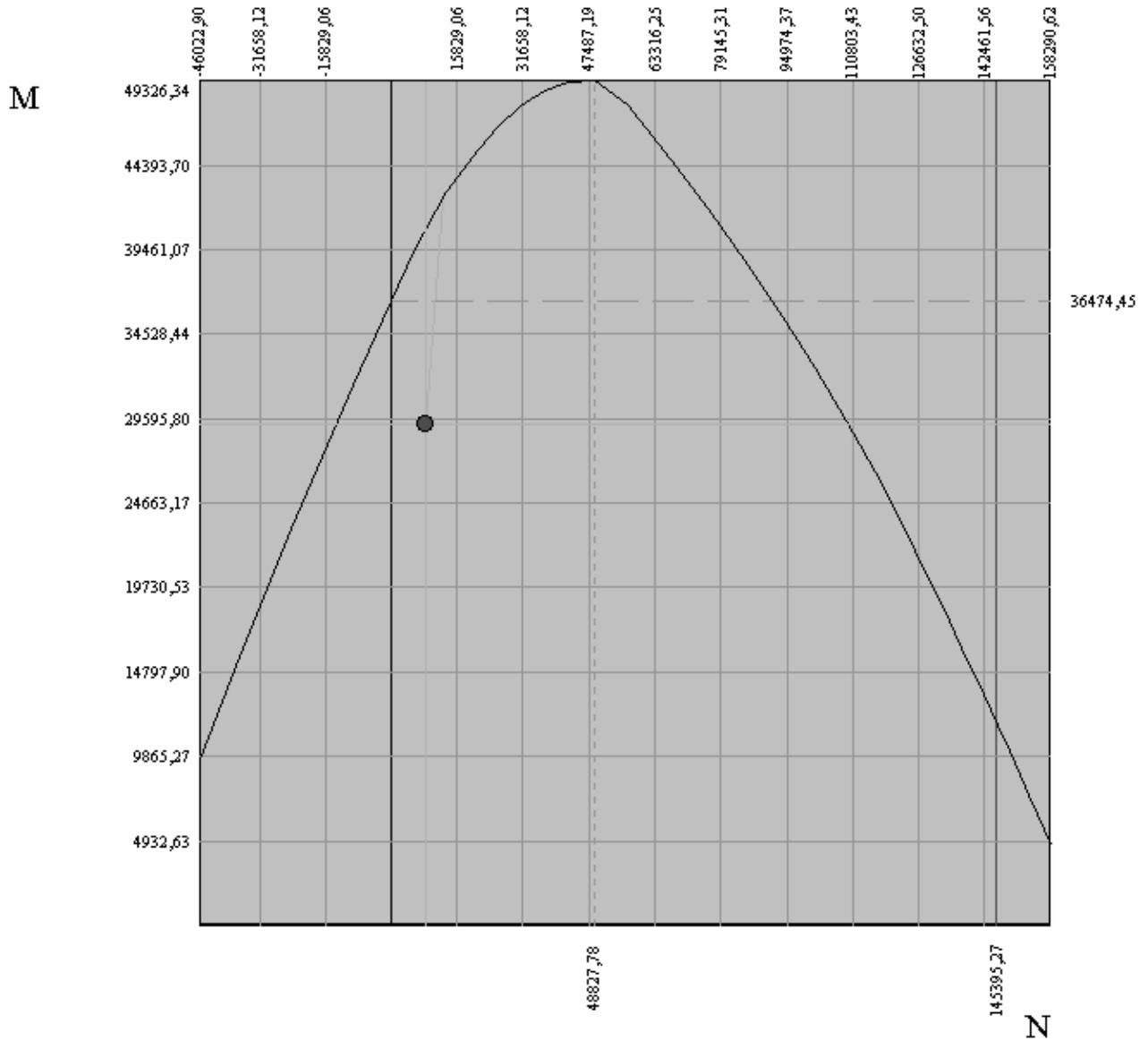
Area sezione calcestruzzo reagente	26310,52 cmq
Area dei ferri omogeneizzata	24847,48 cmq
Area sezione omogeneizzata	51158,01 cmq

Momenti di inerzia e baricentro geometrico

$X_g = 250,00$ cm	$Y_g = 75,00$ cm
Inerzia sezione cls reagente	$I_{cx} = 472672808,45$ cm <sup>4</sup> $I_{cy} = 57724358,44$ cm <sup>4</sup>
Inerzia dei ferri omogeneizzata	$I_{fx} = 484171519,17$ cm <sup>4</sup> $I_{fy} = 73273469,99$ cm <sup>4</sup>
Inerzia sezione omogeneizzata	$I_{tx} = 956844327,62$ cm <sup>4</sup> $I_{ty} = 130997828,42$ cm <sup>4</sup>

Sollecitazioni ultime	N = 12217,3320 [kN]	M = 42374,9736 [kNm]
Sollecitazioni esercizio	N = 8426,0000 [kN]	M = 29225,0000 [kNm]
<b>Coefficiente di sicurezza</b>	<b>1,450</b>	
Momento ultimo max	49326,3373 [kNm] per N = 48827,7799 [kN]	

**Dominio di resistenza**



**Verifica a taglio**

Il taglio di calcolo non deve superare il valore che, con riferimento alla resistenza di trazione di calcolo  $f_{ctd}$ , determina la formazione delle fessure oblique.

$$f_{ctm} = 0.27(R_{ck})^{2/3} = 0.27 \cdot 35^{2/3} = 2.89 \text{ Mpa}$$

$$f_{ctk} = 0.7 \cdot 2.89 = 2.02 \text{ Mpa}$$

$f_{ctk}$  coincidente con  $f_{ctd}$  essendo la verifica agli S.L.U.

$$V_{cd} = (0.6 \cdot 2.02 \cdot 6.92 \cdot 0.9) \cdot 10^3 = 7548 \text{ kN}$$

Non si ha bisogno di armare a taglio essendo  $V_{cd} > V_{sdu}$ , si inseriranno le armature di duttilità come da normativa sismica.

### 10.8.4 Verifica della zattera di fondazione

#### 1. Calcolo della mensola in direzione trasversale

Caratteristiche della sezione resistente:

B=375 cm

H=180 cm

L= luce della mensola=4.75 m

A= distanza di applicazione carico palo =3.25 m

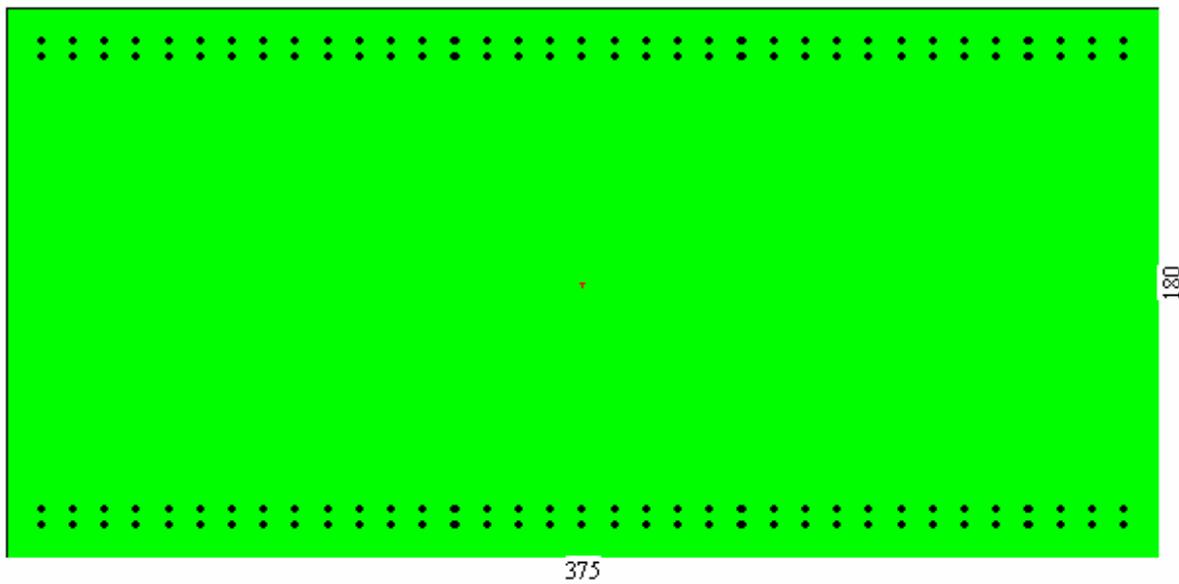
$$M_{plinto} = 1.80 \cdot 25 \cdot 3.75 \cdot 4.75^2 / 2 = 1903.7 \text{ kNm} \cdot 1,5 = 2855.6 \text{ kNm}$$

Combinazione UIII pila P3

$N_{palo}$	=		=	6635	kN
$M_{palo}$	=	6635 * 3.25	=	21.565	kNm
$M_{risultante}$	=		=	18710	kNm

Essendo il rapporto tra punto di applicazione della forza e altezza > 1 si considera il funzionamento del traliccio a mensola classica.

La verifica verrà effettuata su una sezione di 3.75 x 1.80 m (area di influenza del palo di fondazione).



**Sollecitazioni**

Sforzo Normale [kN]   Applicato nel baricentro  
 Eccentricità Y [cm]  Eccentricità X [cm]

Momento My [kNm]  Taglio Ty [kN]   
 Momento Mx [kNm]  Taglio Tx [kN]

Momento Y [kNm] 21565,000      Momento X [kNm] 0,000



**Caratteristiche sezione**

Area [cmq] = 67500,00	XG [cm] = 187,50
Ix [cm <sup>4</sup> ] = 791015625,0	YG[cm] = 90,00
Iy [cm <sup>4</sup> ] = 182250000,0	
Ixy [cm <sup>4</sup> ] = 0,0	
Nr.tondini = 140	
Af [cmq] = 743,30(1,10%)	

**Risultati Analisi**

Asse neutro | Risultanti e tensioni | Caratteristiche meccaniche | Stato limite

Asse neutro

Xc = 49,235 cm

Equazione:  $0,000 x - 375,000 y + 15286,952 = 0$

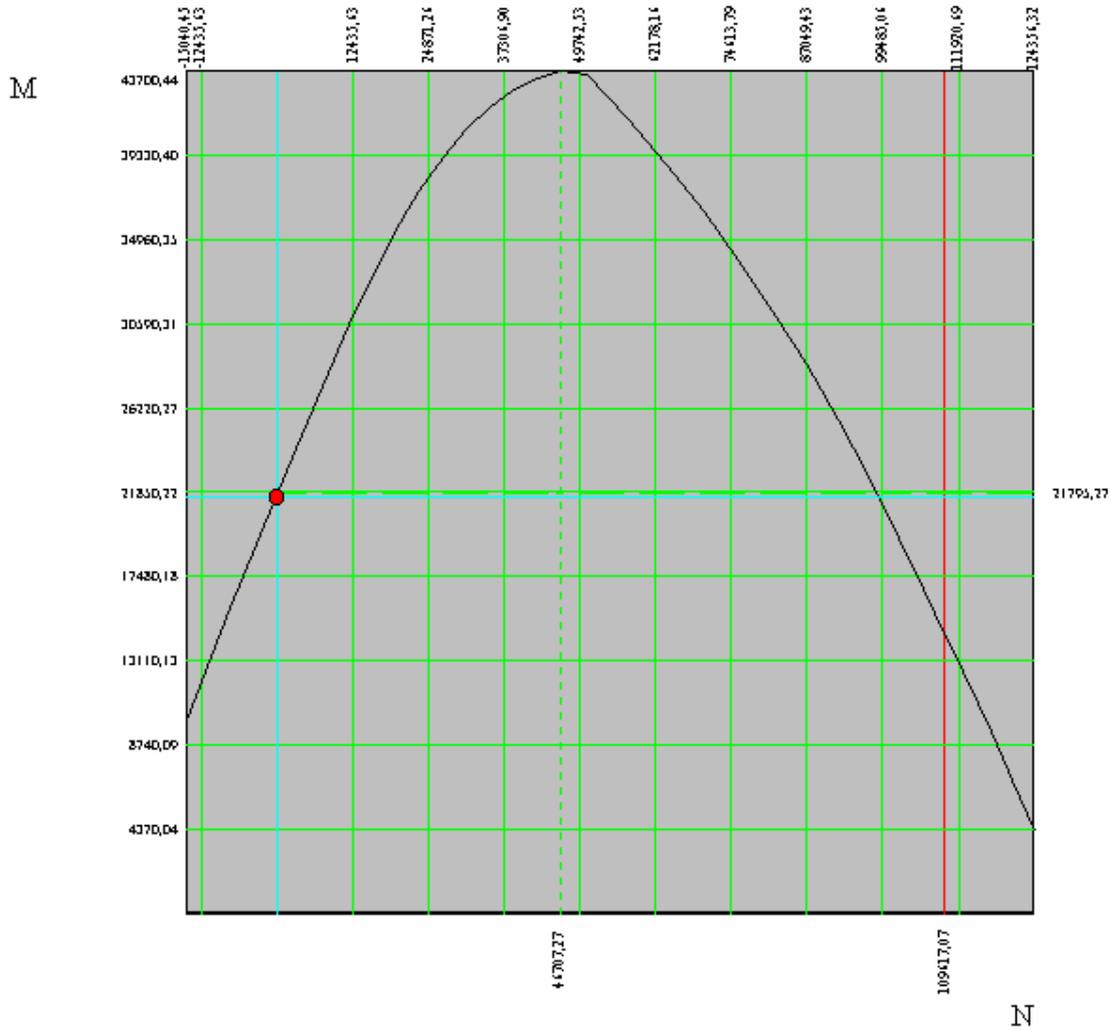
Intersezioni (375,00 ; 130,77) (0,00 ; 130,77)

Inclinazione 0,00 °

Risultati Analisi			
Asse neutro	Risultanti e tensioni	Caratteristiche meccaniche	Stato limite
Tensione di compressione massima nel cls	10,694 MPa		
Tensione di trazione massima nel ferro	-391,505 MPa		
Tensione di compressione massima nel ferro	125,874 MPa		
Tensione tangenziale asse neutro	1,168 MPa		
Risultanti e punti di applicazione			
Cls compresso	9872,1711 kN	187,50 cm	163,59 cm
Armature compresse	4363,3000 kN	187,50 cm	166,99 cm
Compressione	14235,4711 kN	187,50 cm	164,63 cm
Armature in trazione	14235,4711 kN	187,50 cm	13,14 cm
Trazione	14235,4711 kN	187,50 cm	13,14 cm

Risultati Analisi			
Asse neutro	Risultanti e tensioni	Caratteristiche meccaniche	Stato limite
Area sezione calcestruzzo reagente	18463,05 cmq		
Area dei ferri omogeneizzata	11149,51 cmq		
Area sezione omogeneizzata	29612,56 cmq		
Momenti di inerzia e baricentro geometrico			
$X_g = 187,50$ cm	$Y_g = 90,00$ cm		
Inerzia sezione cls reagente	$I_{cx} = 216363839,42$ cm <sup>4</sup>		
	$I_{cy} = 82657037,09$ cm <sup>4</sup>		
Inerzia dei ferri omogeneizzata	$I_{fx} = 122171529,00$ cm <sup>4</sup>		
	$I_{fy} = 65837870,29$ cm <sup>4</sup>		
Inerzia sezione omogeneizzata	$I_{tx} = 338535368,43$ cm <sup>4</sup>		
	$I_{ty} = 148494907,39$ cm <sup>4</sup>		

### Dominio di resistenza



**2. Calcolo della mensola in direzione Longitudinale**

Caratteristiche della sezione resistente:

B=375 cm

H=180 cm

L= luce della mensola=3.40 m

A= distanza di applicazione carico palo =1.90 m

$$M_{plinto} = 1.80 \cdot 25 \cdot 3.75 \cdot 3.40^2 / 2 = 975.37 \text{ kNm} \cdot 1,5 = 1463.06 \text{ kNm}$$

Combinazione UII pila P2

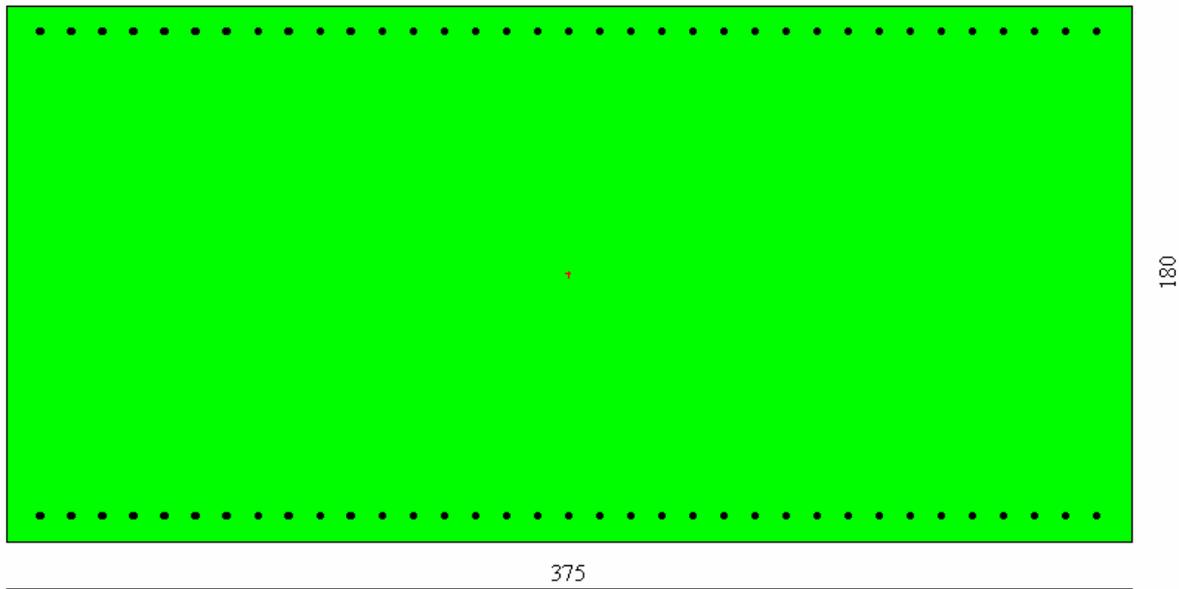
$$N_{palo} = 6635 \text{ kN}$$

$$M_{palo} = 6635 \cdot 1.90 = 12610 \text{ kNm}$$

$$M_{risultante} = 11150 \text{ kNm}$$

Essendo il rapporto tra punto di applicazione della forza e altezza  $> 1$  si considera il funzionamento del traliccio a mensola classica.

La verifica verrà effettuata su una sezione di 3.75 x 1.80 m (area di influenza del palo di fondazione).



**Sollecitazioni**

Sforzo Normale [kN]   Applicato nel baricentro  
 Eccentricità Y [cm]  Eccentricità X [cm]

Momento My [kNm]  Taglio Ty [kN]   
 Momento Mx [kNm]  Taglio Tx [kN]

Momento Y [kNm] 11150,000      Momento X [kNm] 0,000



**Caratteristiche sezione**

Area [cmq] = 67500,00	XG [cm] = 187,50
Ix [cm <sup>4</sup> ] = 791015625,0	YG[cm] = 90,00
Iy [cm <sup>4</sup> ] = 182250000,0	
Ixy [cm <sup>4</sup> ] = 0,0	
Nr.tondini = 70	
Af [cmq] = 371,65(0,55%)	

**Risultati Analisi**

Asse neutro | Risultanti e tensioni | Caratteristiche meccaniche | Stato limite

Asse neutro

Xc = 38,957 cm

Equazione:  $-375,000 y + 19141,249 = 0$

Intersezioni (375,00 ; 141,04) (0,00 ; 141,04)

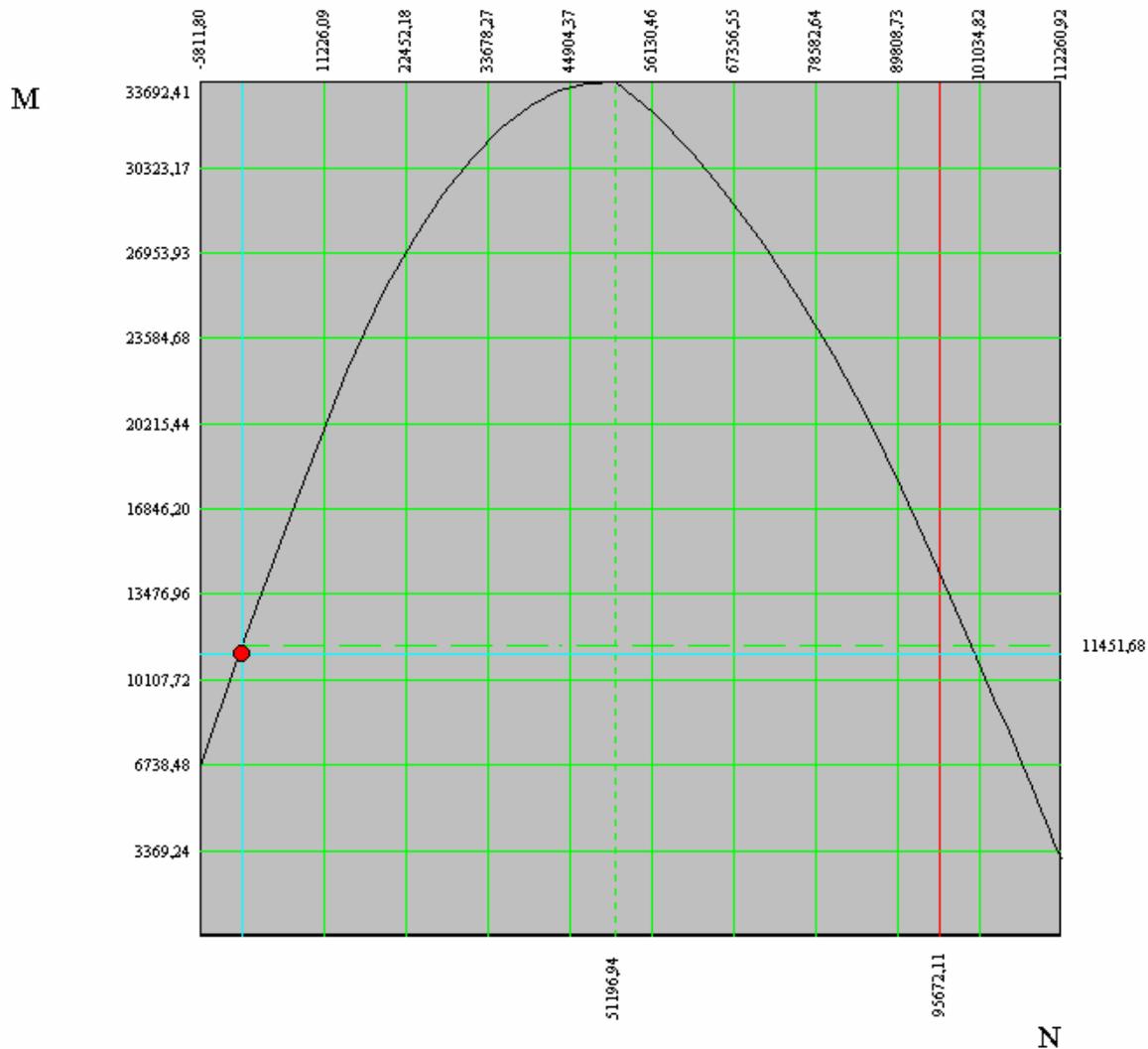
Inclinazione 0,00 °

Risultati Analisi			
Asse neutro	Risultanti e tensioni	Caratteristiche meccaniche	Stato limite
Tensione di compressione massima nel cls	7,381 MPa		
Tensione di trazione massima nel ferro	-376,382 MPa		
Tensione di compressione massima nel ferro	86,269 MPa		
Tensione tangenziale asse neutro	1,110 MPa		
Risultanti e punti di applicazione			
Cls compresso	5391,0327 kN	187,50 cm	167,01 cm
Armature compresse	1603,0869 kN	187,50 cm	171,40 cm
Compressione	6994,1196 kN	187,50 cm	168,02 cm
Armature in trazione	6994,1196 kN	187,50 cm	8,60 cm
Trazione	6994,1196 kN	187,50 cm	8,60 cm

Risultati Analisi			
Asse neutro	Risultanti e tensioni	Caratteristiche meccaniche	Stato limite
Area sezione calcestruzzo reagente	14608,75 cmq		
Area dei ferri omogeneizzata	5574,76 cmq		
Area sezione omogeneizzata	20183,51 cmq		
Momenti di inerzia e baricentro geometrico			
$X_g = 187,50 \text{ cm}$ $Y_g = 90,00 \text{ cm}$			
Inerzia sezione cls reagente	$I_{cx} = 171196296,69 \text{ cm}^4$		
	$I_{cy} = 74501324,52 \text{ cm}^4$		
Inerzia dei ferri omogeneizzata	$I_{fx} = 61085764,50 \text{ cm}^4$		
	$I_{fy} = 36938111,35 \text{ cm}^4$		
Inerzia sezione omogeneizzata	$I_{tx} = 232282061,19 \text{ cm}^4$		
	$I_{ty} = 111439435,87 \text{ cm}^4$		

Risultati Analisi			
Asse neutro	Risultanti e tensioni	Caratteristiche meccaniche	Stato limite
Sollecitazioni ultime	$N = 0,0000 \text{ [kN]}$		$M = 11451,6838 \text{ [kNm]}$
Sollecitazioni esercizio	$N = 0,0000 \text{ [kN]}$		$M = 11150,0000 \text{ [kNm]}$
<b>Coefficiente di sicurezza</b>	<b>1,027</b>		
Momento ultimo max	$33692,4068 \text{ [kNm]}$	per $N = 51196,9377 \text{ [kN]}$	

### Dominio di resistenza



### Verifica a taglio

Il taglio di calcolo non deve superare il valore che, con riferimento alla resistenza di trazione di calcolo  $f_{ctd}$ , determina la formazione delle fessure oblique.

$$f_{ctm} = 0.27(R_{ck})^{3/2} = 0.27 \cdot 30^{2/3} = 2.607 \text{ Mpa}$$

$$f_{ctk} = 0.7 \cdot 2.607 = 1.82 \text{ Mpa c}$$

coincidente con  $f_{ctd}$  essendo la verifica agli S.L.U.

$$V_{cd} = (0.6 \cdot 1.82 \cdot 3.75 \cdot 1.70) \cdot 10^3 = 6961.5 \text{ kN}$$

Non si ha bisogno di armare a taglio essendo  $V_{cd} > V_{sdu}$  essendo  $V_{sdu} = N_{palo}$ .

### **Verifica a punzonamento del palo sulla zattera di fondazione**

In corrispondenza dei pilastri e di carichi concentrati si effettua la verifica a punzonamento, la forza resistente al punzonamento in assenza di apposita armatura è assunta pari a:

$$F = 0.5 * u * h * f_{ctd} = 0.5 * 8.01 * 1.80 * 1.82 * 1.000 = 13120 \text{ kN}$$

Con  $u$  = perimetro medio della sezione di scorrimento;  
 $h$  = altezza della zattera;

Dall'analisi risulta  $N < F$ , con coefficiente di sicurezza 1,98

### **Verifica a punzonamento del fusto sulla zattera di fondazione**

Il carico massimo verticale trasmesso la fusto alla fondazione si determina per la combinazione di carico UIV e risulta pari a 22435 kN.

In corrispondenza dei pilastri e di carichi concentrati si effettua la verifica a punzonamento, la forza resistente al punzonamento in assenza di apposita armatura è assunta pari a:

$$F = 0.5 * u * h * f_{ctd} = 0.5 * 17.2 * 1.80 * 1.82 * 1.000 = 28173 \text{ kN}$$

Con  $u$  = perimetro medio della sezione di scorrimento;  
 $h$  = altezza della zattera;

Dall'analisi risulta  $N < F$ , con coefficiente di sicurezza 1,26