



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 Zallocco
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.
A	OTT. '03	Emissione	A.P.	G.C.	G.Z.

*OPERE D'ARTE MAGGIORI
VIADOTTI*

VIADOTTO "ACQUAROSSA"

RELAZIONE TECNICA E DI PREDIMENSIONAMENTO

SCALA :

CODICE IDENTIFICATIVO :

FASE/LOTTO

D 1

DOC.

C L

OPERA/DISCIPLINA

V I O 6

PROGR.

0 0 1

REV.

A

INDICE

<u>1</u>	<u>PREMESSA</u>	<u>4</u>
<u>2</u>	<u>CARATTERISTICHE DEI MATERIALI</u>	<u>10</u>
2.1	TENSIONI DI CALCOLO	10
<u>3</u>	<u>NORMATIVE DI RIFERIMENTO</u>	<u>12</u>
<u>4</u>	<u>PRESCRIZIONI</u>	<u>13</u>
4.1	PARAMETRI DEL TERRENO	13
4.1.1	PARAMETRI DEL RILEVATO	13
4.1.2	PARAMETRI DEL MISTO CEMENTATO	13
4.2	SPINTA DELLA TERRA	13
<u>5</u>	<u>EFFETTI GLOBALI SPALLA A H=4.80 M</u>	<u>15</u>
5.1	ANALISI DEI CARICHI	15
5.1.1	AZIONI VERTICALI E ORIZZONTALI AGENTI DIRETTAMENTE SULLA SPALLA IN CONDIZIONI STATICHE. 15	
5.1.2	SOVRASPINTE SULLA SPALLA IN CONDIZIONI SISMICHE.	17
5.1.3	AZIONI PROVENIENTI DALL'IMPALCATO	18
<u>6</u>	<u>EFFETTI GLOBALI SPALLA B – H = 3.30 M</u>	<u>24</u>
<u>7</u>	<u>ANALISI DEI CARICHI</u>	<u>24</u>
7.1.1	AZIONI VERTICALI E ORIZZONTALI AGENTI DIRETTAMENTE SULLA SPALLA IN CONDIZIONI STATICHE. 24	
7.1.2	SOVRASPINTE SULLA SPALLA IN CONDIZIONI SISMICHE.	25
7.1.3	AZIONI PROVENIENTI DALL'IMPALCATO	26
<u>8</u>	<u>EFFETTI GLOBALI PILA P2 MOBILE</u>	<u>36</u>
8.1	ANALISI DEI CARICHI	36

8.1.1	AZIONI VERTICALI E ORIZZONTALI AGENTI DIRETTAMENTE SULLA PILA IN CONDIZIONI STATICHE.	36
8.1.2	AZIONI PILA IN CONDIZIONI SISMICHE	38
8.1.3	AZIONI PROVENIENTI DALL'IMPALCATO	39
9	<u>DETERMINAZIONE DELLE SOLLECITAZIONI E VERIFICHE</u>	47
9.1.1	RIEPILOGO DELLE SOLLECITAZIONI ALL'INTRADOSSO FONDAZIONI	47
9.1.2	SOLLECITAZIONE SUI PALI	50
9.1.3	I PALI DI FONDAZIONE	53
9.1.4	SITUAZIONE GEOTECNICA	53
9.1.5	VERIFICA DI RESISTENZA DEL PALO	54
9.1.6	VERIFICA SPALLA	55
9.1.7	VERIFICA DELLA PARTE DELLA FONDAZIONE TRA I MURI LATERALI E QUELLO FRONTALE	61
10	<u>GLI ELEMENTI SECONDARI</u>	72
10.1	LA TRAVE PARAGHIAIA	72
10.1.1	LE AZIONI	72
10.1.2	RIEPILOGO SOLLECITAZIONI	72
10.1.3	LE COMBINAZIONI	76
10.1.4	LE VERIFICHE	77
10.2	IL MURO FRONTALE	82
10.2.1	LE AZIONI	82
10.2.2	RIEPILOGO SOLLECITAZIONI	82
10.2.3	LE COMBINAZIONI	86
10.2.4	LE VERIFICHE	87
10.3	I MURI ANDATORI	91
10.3.2	LA PARTE INFERIORE	97
10.3.3	LA PARTE SUPERIORE DEL MURO	104
11	<u>ANALISI PESI PROPRI STRUTTURALI E SOVRACCARICHI PERMANENTI</u>	110
11.1	PESI PROPRI STRUTTURALI (G_1)	110
11.2	SOVRACCARICHI PERMANENTI PORTATI (G_2)	110
12	<u>ANALISI DEI SOVRACCARICHI DI ESERCIZIO</u>	110
12.1	CARICHI MOBILI (Q_1)	110
12.2	INCREMENTO DINAMICO (Q_2)	110
12.3	AZIONE LONGITUDINALE DELLA FRENATURA (Q_3).	111

12.4	AZIONE TRASVERSALE CENTRIFUGA (Q_4).	111
12.5	AZIONE TRASVERSALE DEL VENTO (Q_5).	111
12.6	AZIONE SISMICA (Q_6).	111
12.7	AZIONE LONGITUDINALE ATTRITIVA (Q_7).	114
12.8	ANALISI DELLA PILA MOBILE P2	114
12.8.1	VERIFICA PULVINO	116
12.8.2	VERIFICA BRACCIA	121
12.8.3	VERIFICA FUSTO	125
12.8.4	VERIFICA DELLA ZATTERA DI FONDAZIONE	129

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. Acquarossa.

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 e le spalle maggiormente sollecitate.

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	5+620,52	225,744	FISSO	2	-2,4	223,344			-4,8	218,544	-2	216,544	-0,15	216,394
pila 1	5+649,72	225,823	MOBILE	-	-2,4	223,423	-1,2	222,223	-7,55	214,673	-1,8	212,873	-0,15	212,723
pila 2	5+679,72	225,905	MOBILE	-	-2,4	223,505	-1,2	222,305	-8,05	214,255	-1,8	212,455	-0,15	212,305
pila 3	5+709,72	225,986	MOBILE	-	-2,4	223,586	-1,2	222,386	-5	217,386	-1,8	215,586	-0,15	215,436
spalla B	5+738,92	226,065	FISSO	2	-2,4	223,665			-3,3	220,365	-2	218,365	-0,15	218,215

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 4.80m e di dimensioni in pianta BxL = 14.40x14.40

SPALLA FISSA B: altezza paramento 3.30m e di dimensioni in pianta BxL = 14.40x14.40

PILA MOBILE 2: altezza fusto 3.05m e di dimensioni in pianta BxL = 12.0x7.50 m

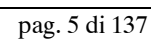


Figura 1: Carpenteria pila 2 Trasversale;

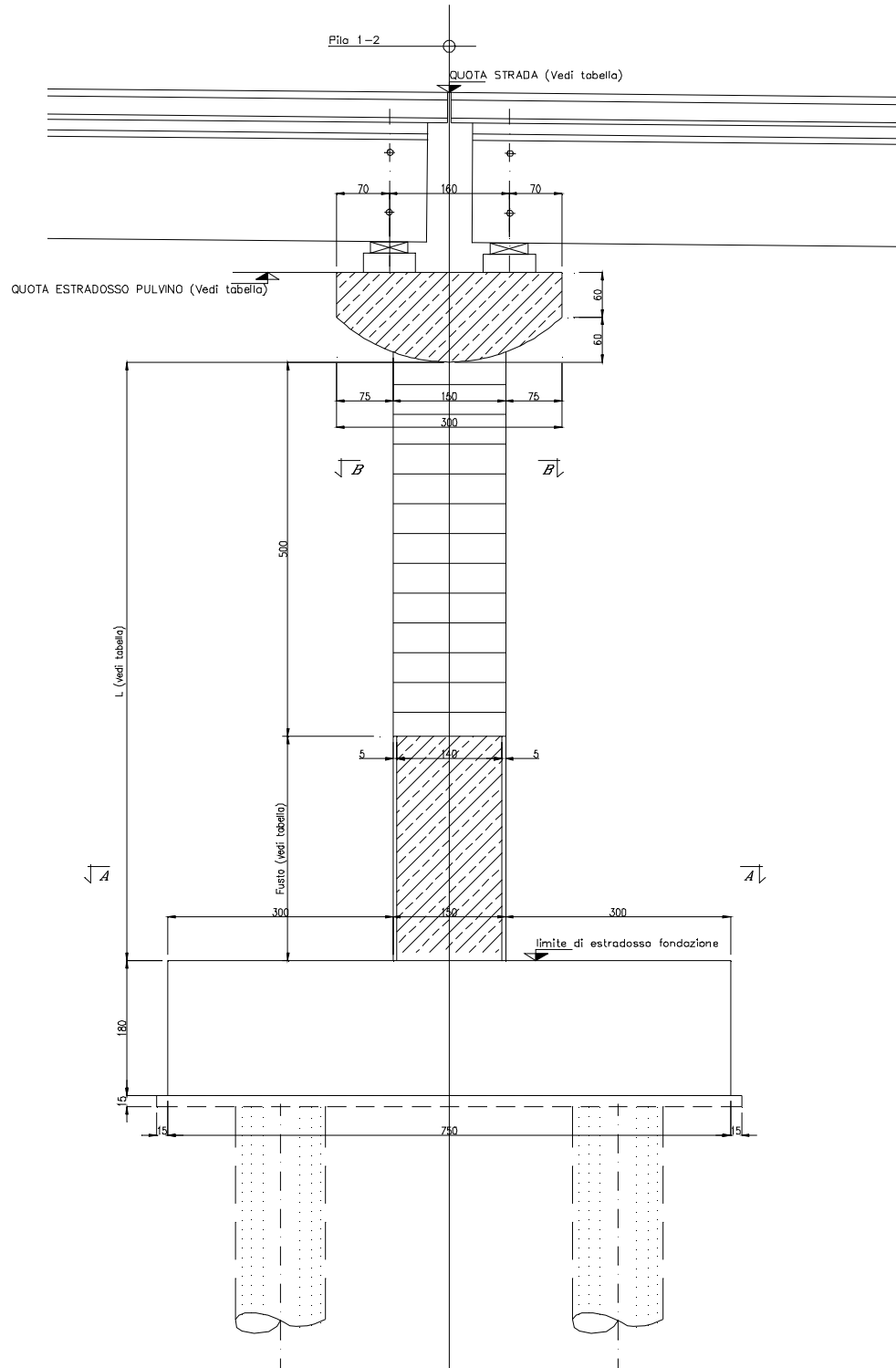


Figura 2: Carpenteria pila 2 Vista longitudinale;

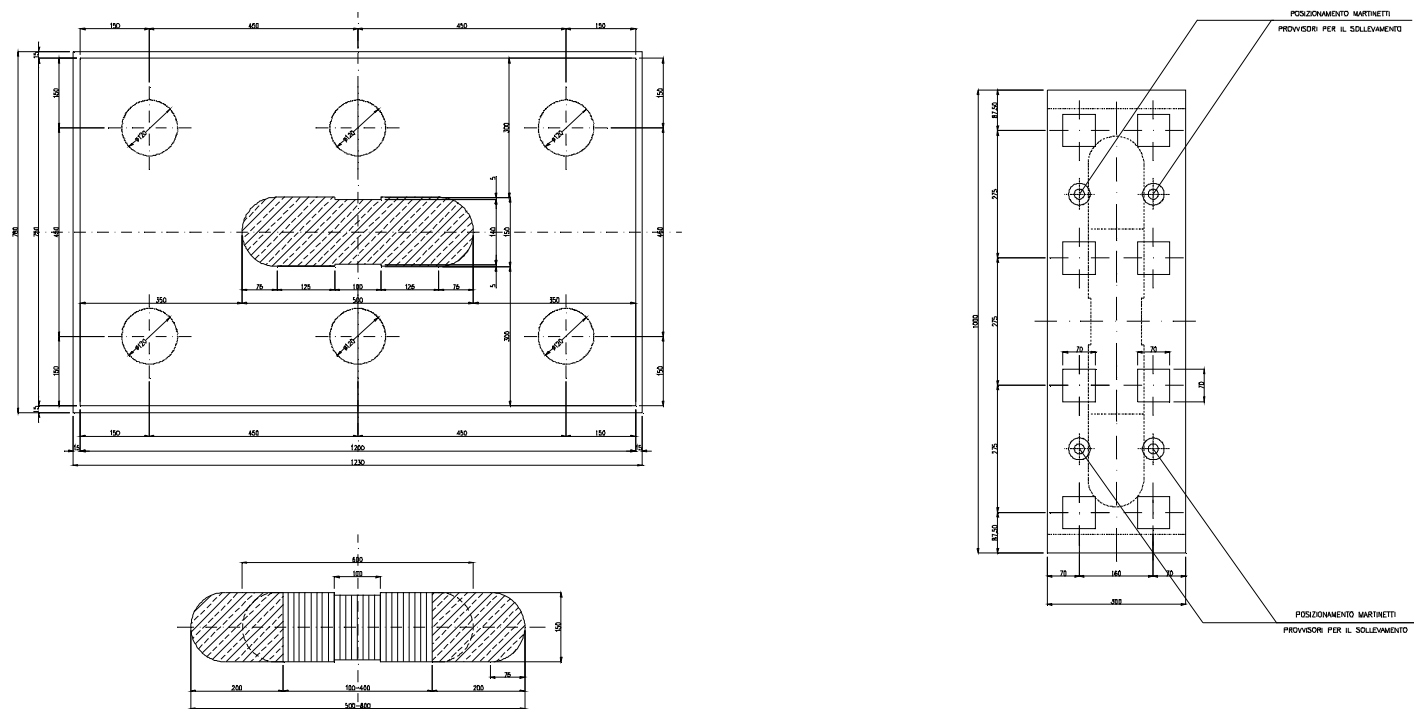
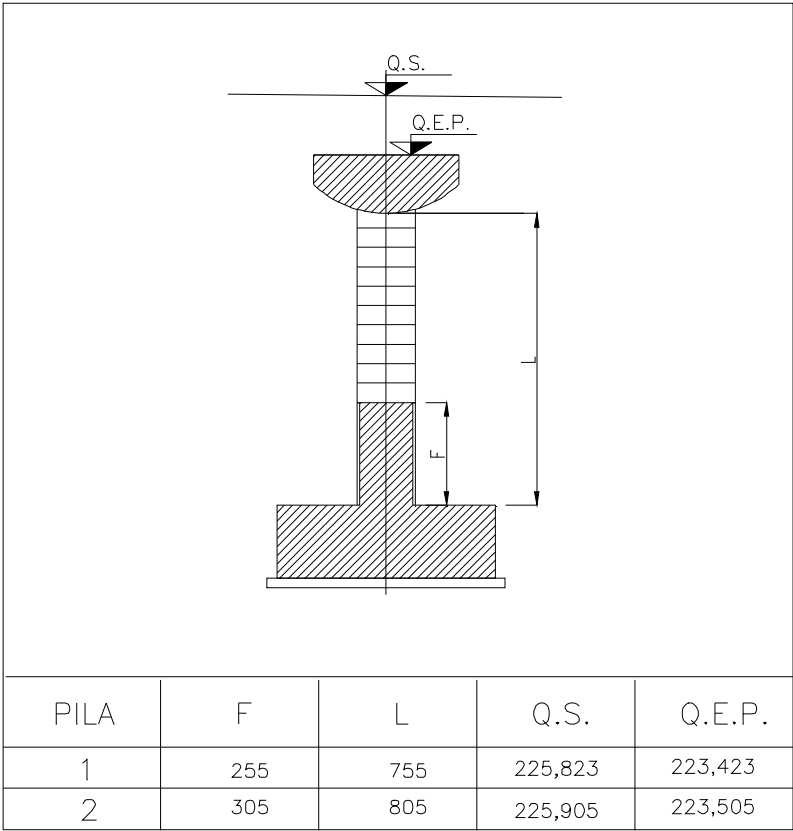


Figura 3: Sezioni della pila allo spicco fondazione;



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

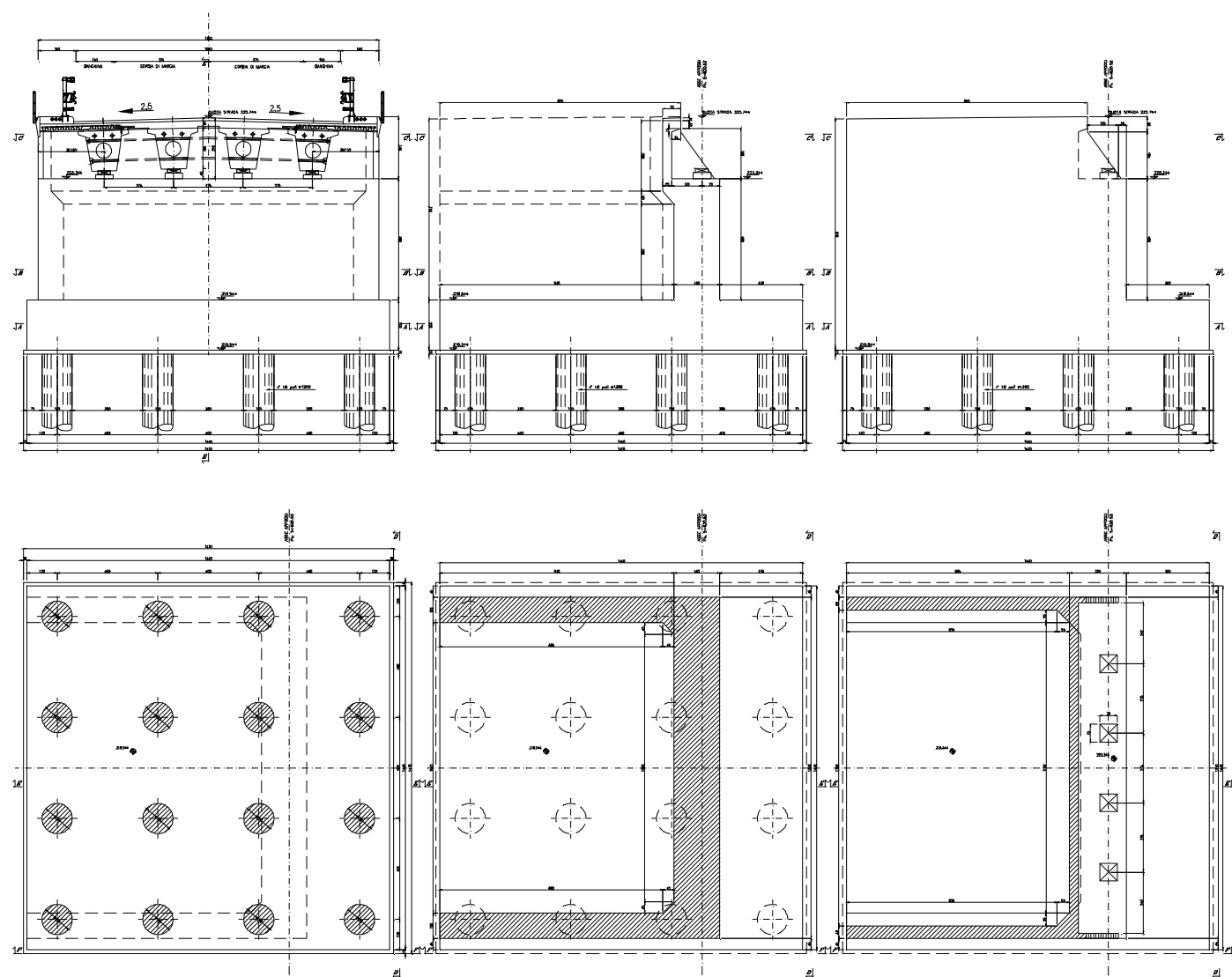


Figura 4-Spalla A;

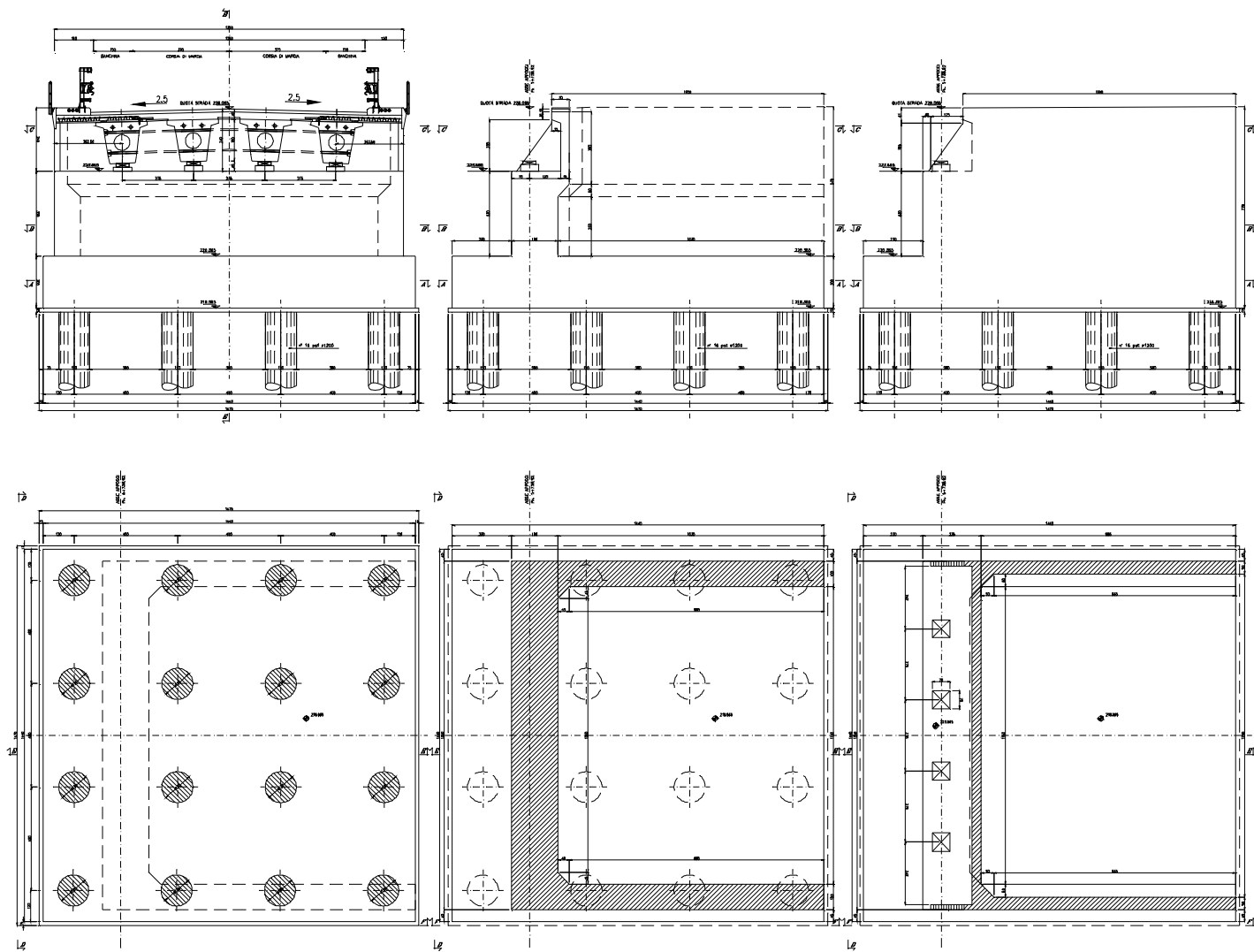


Figura 5-SpallaB;

Nel presente elaborato si procede alle verifiche delle strutture sopra descritte

2 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) ($f_{yk} \geq 430$ 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.

2.1 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: σ_{s_amm}

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
 - $f_{yd} = 374 \text{ N/mm}^2$

3 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
- Normativa sismica bozza al 25/03/2003

4 Prescrizioni

4.1 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 Acquarossa

Profondità da p.c. (m)	Peso di volume γ . (KN/mc)	Coesione non drenata C_u (KN/mq)	formazione
0,00 ÷ 2,00	18	0	Terreno di riporto
2,00 ÷ 10,00	18	0	Ghiaie in matrice limosa sabbiosa
10,00 ÷ 13,00	20	100	Argilla
13,00 ÷ 30,00	20	300	argilla

4.1.1 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)

4.1.2 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.

4.2 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)

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

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

5 Effetti globali Spalla A H=4.80 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						
$\gamma_{cls} =$	25	kN/mc				
		N(kN)	el(m)	et(m)	MI (kNm)	Mt (kNm)
Paraghia						
H	2,40					
B	13,50	283,50	-1,730	0,00	-490,46	0,00
s	0,35					
Paramento						
H	4,80					
B	13,50	2916,00	-2,900	0,00	-8456,40	0,00
s	1,80					
Risvolto						
A	129,22					
		3230,50	2,550	0,00	8237,78	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	13374,27	2,550	0,00	34104,39	0,00
s	7,10					
Carichi permanenti						
q	12,50					
H	11,50	1200,31	2,420	0,00	2904,76	0,00
B	8,35					
subtotale		31372,58			36300,06	0,00

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
 $Ka =$ 0,490

quindi risultano le seguenti spinte:

		Hlong(kN)	el(m)	MI (kNm)
Spinta terreno				
H	9,10	-4933,02	3,03	-14963,49
B	13,50			
Incr. Accidentali				
q	12,50	-752,90	4,55	-3425,71

5.1.2 Sovraspinte Sulla Spalla In Condizioni Sismiche.

Sismiche	β_C	Sdh	Δk_a		
	1	0,35	0,172		
Inerzie					
	H(kN)	el(m)	et(m)	MI (kNm)	Mt (kNm)
Paraghia	-99,23	7,950	7,950	-788,84	-788,84
Paramento	-1020,60	4,40	4,40	-4490,64	-4490,64
Risvolto	-1130,68	5,580	5,580	-6309,17	-6309,17
Zattera di fondazione	-3628,80	1,00	1,00	-3628,80	-3628,80
Terreno	-4680,99	5,580	5,58	-26119,95	-26119,95
Carichi permanenti	-420,11	9,10	9,10	-3823,00	-3823,00
Incr. di spinta	-1726,56	6,07	6,07	-10474,44	-10474,44
Incr. di spinta acc.	-263,52	4,55	4,55	-1199,00	-1199,00
subtotale	-12970,48			-56833,83	56833,83

5.1.3 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)
Verticali								
PP delle strutture	g1	186,30	15,00	2795	0,00	0,00	0,00	0,00
Baggioli	g2		1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	g2			0,00			0,00	0,00
Perm. Portati	g2	56,75	15,00	851,3	0,00	0,00	0,00	0,00
spinta terra	g3			0,00			0,00	0,00
spinta idraulica	g3			0,00			0,00	0,00
dist. di prog.	ε1			0,00			0,00	0,00
ritiro	ε2			0,00			0,00	0,00
ΔT Impalcato	ε3			0,00			0,00	0,00
scorrim. Viscosi	ε4			0,00			0,00	0,00
cedim. Vincolari	ε5			0,00			0,00	0,00

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

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

Orizzontali Long.								
Frenatura	q3	273,00	1,00	273,00	0,00	2,39	652,47	0,00
dist. di prog.	ε1			0,00			0,00	0,00
ritiro	ε2			0,00			0,00	0,00
ΔT Impalcato	ε3			0,00			0,00	0,00
scorrim. Viscosi	ε4			0,00			0,00	0,00
cedim. Vincolari	ε5			0,00			0,00	0,00
res. Parassite	q7	1167,00	1,00	1167,00	0,00	0,40	466,80	0,00
Orizzontali Trasv.								
dist. di prog.	ε1			0,00			0,00	0,00
ritiro	ε2			0,00			0,00	0,00
ΔT Impalcato	ε3			0,00			0,00	0,00
scorrim. Viscosi	ε4			0,00			0,00	0,00
cedim. Vincolari	ε5			0,00			0,00	0,00
centrif.	q4	0,00	15,00	0,00	2,390	0,00	0,00	0,00
Vento	q5	5,00	15,00	75	2,495	0,00	0,00	187,13
Azioni sui parapetti	q8			0,00			0,00	0,00

Coefficienti sismici	Sv	Sh 7/1	Sdv	Sdh
	0,00	0,35 1,00	0,00	0,35

Azioni sismiche		q6						
Incr. carichi Verticali								
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
Sisma Long.								
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
Sisma Trasv.								
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)
	A I	3645,75	1167,00	187,50	466,80	467,81
	A II	5296,95	1167,00	112,50	466,80	2062,83
	A III	5296,95	1440,00	37,50	1119,27	1875,71
	A IV	5296,95	1167,00	37,50	466,80	1875,71
SLE di fessurazione	FI	3645,75	0,00	75,00	0,00	187,13
	FII	4306,23	0,00	0,00	0,00	712,86
	FIII	4306,23	0,00	0,00	0,00	712,86
SLU	UI	5468,63	1750,50	281,25	700,20	701,72
	UII	7945,43	1750,50	168,75	700,20	3094,25
	UIII	7945,43	2160,00	56,25	1678,91	2813,56
	UIV	7945,43	1750,50	56,25	700,20	2813,56
SLU	sisma	3645,75	5104,05	1276,01	9119,88	2279,97

COMBINAZIONI AZIONI SOMMITA' SPALLA

Risultanti sollecitazioni in sommità della spalla appoggio fisso

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

	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)
A I	-1167,00	187,50	7,20	7,20	-8402,40	1350,00
A II	-1167,00	112,50	7,20	7,20	-8402,40	810,00
A III	-1440,00	37,50	7,20	7,20	-10368,00	270,00
A IV	-1167,00	37,50	7,20	7,20	-8402,40	270,00

FI	0,00	75,00	7,20	7,20	0,00	540,00
FII	0,00	0,00	7,20	7,20	0,00	0,00
FIII	0,00	0,00	7,20	7,20	0,00	0,00

UI	-1750,50	281,25	7,20	7,20	-12603,60	2025,00
UII	-1750,50	168,75	7,20	7,20	-12603,60	1215,00
UIII	-2160,00	56,25	7,20	7,20	-15552,00	405,00
UIV	-1750,50	56,25	7,20	7,20	-12603,60	405,00

sisma	-5104,05	1276,01	7,20	7,20	-36749,16	9187,29
-------	----------	---------	------	------	-----------	---------

Azioni alla base della spalla					
	N(kN)	Hlong(kN)	Htrasv(kN)	Mlong(kNm)	Mtrasv(kNm)
A I	35034,77	-6852,92	187,50	-1844,31	1817,81
A II	36685,97	-6852,92	112,50	-6963,03	2872,83
A III	36708,94	-7125,92	37,50	-8999,85	2145,71
A IV	36685,97	-6852,92	37,50	-6963,03	2145,71

FI	47567,37	-7960,29	75,00	13773,40	727,13
FII	48227,85	-7960,29	0,00	11725,91	712,86
FIII	48227,85	-7960,29	0,00	11725,91	712,86

UI	49414,90	-9710,79	281,25	-4557,55	2726,72
UII	51891,70	-9710,79	168,75	-23537,45	4309,25
UIII	51926,16	-10120,29	56,25	-28640,17	3218,56
UIV	51891,70	-9710,79	56,25	-25584,94	3218,56

SISMA x	35339,46	-23760,45	0,00	-87969,42	0,00
SISMA y	35339,46	0,00	14246,49	0,00	68301,09

6 Effetti globali Spalla B – H = 3.30 m

7 Analisi dei carichi

7.1.1 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

		N(kN)	el(m)	et(m)	MI (kNm)	Mt (kNm)
Paraghia						
H	2,40					
B	13,50	283,50	-2,730	0,00	-773,96	0,00
s	0,35					
Paramento						
H	3,30					
B	13,50	2004,75	-3,900	0,00	-7818,53	0,00
s	1,80					
Risvolto						
A	113,12	2828,00	2,050	0,00	5797,40	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	10,10	11707,92	2,050	0,00	24001,24	0,00
s	5,60					
Carichi permanenti						
q	12,50					
H	11,50	1487,81	1,920	0,00	2856,60	0,00
B	10,35					
subtotale		28679,98			24062,76	0,00

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:

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

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

quindi risultano le seguenti spinte:

	Hlong(kN)	el(m)	MI (kNm)
Spinta terreno			
H	7,60	-3440,78	2,53 -8716,65
B	13,50		
Incr. Accidentali			
q	12,50	-628,80	3,80 -2389,43

7.1.2 Sovrappinte sulla spalla in condizioni sismiche.

Sismiche	βC	Sdh	Δka		
	1	0,35	0,172		
Inerzie					
	H(kN)	el(m)	et(m)	MI (kNm)	Mt (kNm)
Paraghia	-99,23	6,450	6,450	-640,00	-640,00
Paramento	-701,66	3,65	3,65	-2561,07	-2561,07
Risvolto	-989,80	4,800	4,800	-4751,04	-4751,04
Zattera di fondazione	-3628,80	1,00	1,00	-3628,80	-3628,80
Terreno	-4097,77	4,830	4,83	-19792,24	-19792,24
Carichi permanenti	-520,73	7,60	7,60	-3957,58	-3957,58
Incr. di spinta	-1204,27	5,07	5,07	-6101,65	-6101,65
Incr. di spinta acc.	-220,08	3,80	3,80	-836,30	-836,30
subtotale	-11242,27			-42268,68	42268,68

CAMPATA L = 30,00 m (app. FISSO)								
Azioni statiche		q(KN/m)	L (m)	F (KN)	et (m)	el (m)	MI (KNm)	Mt (KNm)
Verticali								
PP delle strutture	g1	186,30	15,00	2795	0,00	0,00	0,00	0,00
Baggioli	g2		1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	g2			0,00			0,00	0,00
Perm. Portati	g2	56,75	15,00	851,3	0,00	0,00	0,00	0,00
spinta terra	g3			0,00			0,00	0,00
spinta idraulica	g3			0,00			0,00	0,00
dist. di prog.	ε1			0,00			0,00	0,00
ritiro	ε2			0,00			0,00	0,00
Δ I Impalcato	ε3			0,00			0,00	0,00
scorrim. Viscosi	ε4			0,00			0,00	0,00
cedim. Vincolari	ε5			0,00			0,00	0,00

7.1.3 Azioni provenienti dall'impalcato

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

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

Orizzontali Long.								
Frenatura	q3	273,00	1,00	273,00	0,00	2,39	652,47	0,00
dist. di prog.	ε1			0,00			0,00	0,00
ritiro	ε2			0,00			0,00	0,00
ΔT Impalcato	ε3			0,00			0,00	0,00
scorrim. Viscosi	ε4			0,00			0,00	0,00
cedim. Vincolari	ε5			0,00			0,00	0,00
res. Parassite	q7	1167,00	1,00	1167,00	0,00	0,40	466,80	0,00

Orizzontali Trasv.								
dist. di prog.	ε1			0,00			0,00	0,00
ritiro	ε2			0,00			0,00	0,00
ΔT Impalcato	ε3			0,00			0,00	0,00
scorrim. Viscosi	ε4			0,00			0,00	0,00
cedim. Vincolari	ε5			0,00			0,00	0,00
centrif.	q4	0,00	15,00	0,00	2,390	0,00	0,00	0,00
Vento	q5	5,00	15,00	75,00	2,495	0,00	0,00	187,13
Azioni sui parapetti	q8			0,00			0,00	0,00

Coefficienti sismici	Sv	Sh γ_I	Sdv	Sdh
	0,00	0,35 1,00	0,00	0,35

Azioni sismiche	q6							
Incr. carichi Verticali								
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	
Sisma Long.								
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	
Sisma Trasv.								
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	ε_1	ε_2	ε_3	ε_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 B in esame:

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

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

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

sisma	3645,75	5104,05	1276,01	9119,88	2279,97
--------------	---------	---------	---------	---------	---------

COMBINAZIONI AZIONI SOMMITA' SPALLA

Fissa

impalcato a doppia corsia e=0,00

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

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

UI	5468,63	1750,50	281,25	700,20	701,72
UII	7945,43	1750,50	168,75	700,20	3094,25
UIII	7945,43	2160,00	56,25	1678,91	2813,56
UIV	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 ($\Delta N = M_{\text{long}}/J \cdot d_i$)

	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								

COMBINAZIONI AZIONI SOMMITA' SPALLA APPOGGIO FISSO

Risultanti sollecitazioni in sommità della pila appoggio fisso

	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

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	-4,10	0,00	-15014,97	467,81
A II	5313,39	-4,10	0,00	-21784,89	2062,83
A III	5336,36	-4,10	0,00	-21879,08	1875,71
A IV	5313,39	-4,10	0,00	-21784,89	1875,71

FI	3645,75	-4,10	0,00	-14947,58	187,13
FII	4306,23	-4,10	0,00	-17655,54	712,86
FIII	4306,23	-4,10	0,00	-17655,54	712,86

UI	5493,28	-4,10	0,00	-22522,45	701,72
UII	7970,08	-4,10	0,00	-32677,33	3094,25
UIII	8004,54	-4,10	0,00	-32818,62	2813,56
UIV	7970,08	-4,10	0,00	-32677,33	2813,56

sisma	3966,87	-4,10	0,00	-16264,18	2279,97
-------	---------	-------	------	-----------	---------

Altezza appoggio		40,00 cm				
Da carichi orizzontali						
	Hlong(kN)	Hltrasv(kN)	el(m)	et(m)	MI (kNm)	Mt (kNm)
A I	-1167,00	187,50	5,70	5,70	-6651,90	1068,75
A II	-1167,00	112,50	5,70	5,70	-6651,90	641,25
A III	-1440,00	37,50	5,70	5,70	-8208,00	213,75
A IV	-1167,00	37,50	5,70	5,70	-6651,90	213,75

FI	0,00	75,00	5,70	5,70	0,00	427,50
FII	0,00	0,00	5,70	5,70	0,00	0,00
FIII	0,00	0,00	5,70	5,70	0,00	0,00

UI	-1750,50	281,25	5,70	5,70	-9977,85	1603,13
UII	-1750,50	168,75	5,70	5,70	-9977,85	961,88
UIII	-2160,00	56,25	5,70	5,70	-12312,00	320,63
UIV	-1750,50	56,25	5,70	5,70	-9977,85	320,63

sisma	-5104,05	1276,01	5,70	5,70	-29093,09	7273,27
-------	----------	---------	------	------	-----------	---------

Azioni alla base della spalla					
	N(kN)	Hlong(kN)	Htrasv(kN)	Mlong(kNm)	Mtrasv(kNm)
A I	32342,17	-5236,58	187,50	-8710,19	1536,56
A II	33993,37	-5236,58	112,50	-15480,11	2704,08
A III	34016,34	-5509,58	37,50	-17130,40	2089,46
A IV	33993,37	-5236,58	37,50	-15480,11	2089,46

FI	43797,73	-5697,41	75,00	3191,78	614,63
FII	44458,21	-5697,41	0,00	483,81	712,86
FIII	44458,21	-5697,41	0,00	483,81	712,86

UI	45645,26	-7447,91	281,25	-14360,95	2304,84
UII	48122,06	-7447,91	168,75	-39463,40	4056,12
UIII	48156,52	-7857,41	56,25	-44646,81	3134,18
UIV	48122,06	-7447,91	56,25	-42171,37	3134,18

SISMA x	32646,86	-20415,90	0,00	-74669,26	0,00
SISMA y	32646,86	0,00	12518,28	0,00	51821,92

8 Effetti globali Pila P2 Mobile

8.1 Analisi dei carichi

8.1.1 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 spalla

		N(kN)	el(m)	et(m)	MI (kNm)	Mt (kNm)
pulvino						
A	3,03	758,00	0,000	0,00	0,00	0,00
s	10,00					
disacc.						
A	2,25	561,25	0,000	0,00	0,00	0,00
s	5,00					
fusto						
A	5,59	426,24	0,000	0,00	0,00	0,00
s	3,05					
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					
subtotale		5795,49			0,00	0,00

et = ECCENTR. TRASVERSALE

el = ECCENTR. LONG.

MI = MOMENTO LONG.

Mt = MOMENTO TRASV.

8.1.2 Azioni pila in condizioni sismiche

Sismiche	βC		Sdh	Sdt		
	1		0,21	0,25		
Inerzie						
	Hlong(kN)	Hltrasv(kN)	el(m)	et(m)	MI (kNm)	Mt (kNm)
pulvino	-159,18	-189,50	11,470	11,470	-1825,79	-2173,57
disacc.	-117,86	-140,31	7,35	7,35	-866,29	-1031,30
fusto	-89,51	-106,56	3,325	3,325	-297,62	-354,31
Zattera di fondazione	-850,50	-1012,50	0,90	0,90	-765,45	-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
subtotale	-1217,05	-1448,87			-3755,15	-4470,42

CAMPATA L = 30,00 m (app. FISSO)								
Azioni statiche		q(KN/m)	L (m)	F (KN)	et (m)	el (m)	MI (KNm)	Mt (KNm)
Verticali								
PP delle strutture	g1	186,30	30,00	5589	0,00	0,00	0,00	0,00
Baggioli	g2		1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	g2			0,00			0,00	0,00
Perm. Portati	g2	56,75	30,00	1702,5	0,00	0,00	0,00	0,00
spinta terra	g3			0,00			0,00	0,00
spinta idraulica	g3			0,00			0,00	0,00
dist. di prog.	ε1			0,00			0,00	0,00
ritiro	ε2			0,00			0,00	0,00
Δ I Impalcato	ε3			0,00			0,00	0,00
scorrim. Viscosi	ε4			0,00			0,00	0,00
cedim. Vincolari	ε5			0,00			0,00	0,00

8.1.3 Azioni provenienti dall'impalcato

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

carichi mobili	q1a+q1b	600,00	1,00	768,00	3,57	0,00	0,00	2741,76
carichi mobili	0,5(q1a+q1b)	300,00	1,00	384,00	0,00	0,00	0,00	0,00
carichi mobili	0,35(q1a+q1b)	210,00	1,00	268,80	-3,57	0,00	0,00	-959,62
carichi mobili	q1e	6,00	30,00	230,40	6,23	0,00	0,00	1435,39
carichi mobili	q1e	6,00	30,00	230,40	-6,23	0,00	0,00	-1435,39
incr. Din	q2	1,28		0,00			0,00	0,00

Orizzontali Long.								
Frenatura	q3	0,00	1,00	0,00	0,00	2,05	0,00	0,00
dist. di prog.	ε1			0,00			0,00	0,00
ritiro	ε2			0,00			0,00	0,00
ΔT Impalcato	ε3			0,00			0,00	0,00
scorrim. Viscosi	ε4			0,00			0,00	0,00
cedim. Vincolari	ε5			0,00			0,00	0,00
res. Parassite	q7	0,00	1,00	0,00	0,00	0,40	0,00	0,00

Orizzontali Trasv.									
dist. di prog.	$\varepsilon 1$			0,00			0,00	0,00	
ritiro	$\varepsilon 2$			0,00			0,00	0,00	
ΔT 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.	q4	0,00	30,00	0,00	3,55	0,00	0,00	0,00	
Vento	q5	5,00	30,00	150,00	2,525	0,00	0,00	378,75	
Azioni sui parapetti	q8			0,00			0,00	0,00	

Coefficienti sismici		St	Sh	γ_I	Sdt	Sdh		
		0,25	0,21	1,00	0,25	0,21		
Azioni sismiche		q6						
<i>Incr. carichi Verticali</i>								
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
<i>Sisma Long.</i>								
PP	0,00	30,00	0,00	0,00	1,025	0,00	0,00	0,00
Perm. Portati	0,00	30,00	0,00	0,00	2,15	0,00	0,00	0,00
carichi mobili	0,00	1,00	0,00	0,00	3,55	0,00	0,00	0,00
<i>Sisma Trasv.</i>								
PP	46,58	30,00	1397,25	1,025	0,00	0,00	1432,18	
Perm. Portati	14,19	30,00	425,63	2,15	0,00	0,00	915,09	
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	ε_1	ε_2	ε_3	ε_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:

Pila con appoggio mobile					
	V(kN)	Hlong(kN)	Htrasv(kN)	Mlong(kNm)	Mtrasv(kNm)
A I	7291,50	0,00	150,00	0,00	378,75
A II	9173,10	0,00	90,00	0,00	2009,39
A III	9173,10	0,00	30,00	0,00	1857,89
A IV	9173,10	0,00	30,00	0,00	1857,89

SLE <i>di</i> <i>fessurazione</i> <i>e</i>	FI	7291,50	0,00	60,00	0,00	151,50
	FII	8044,14	0,00	0,00	0,00	712,86
	FIII	8044,14	0,00	0,00	0,00	712,86

SLU	UI	10937,25	0,00	225,00	0,00	568,13
	UII	13759,65	0,00	135,00	0,00	3014,09
	UIII	13759,65	0,00	45,00	0,00	2786,84
	UIV	13759,65	0,00	45,00	0,00	2786,84

sisma	7291,50	0,00	1822,88	0,00	2347,28
--------------	---------	------	---------	------	---------

COMBINAZIONI AZIONI SOMMITA' PILA

Fissa

impalcato a doppia corsia e=0,00

	N(kN)	Hlong(kN)	Htrasv(kN)	Mlong(kNm)	Mtrasv(kNm)
A I	7291,50	0,00	150,00	0,00	378,75
A II	9173,10	0,00	90,00	0,00	2009,39
A III	9173,10	0,00	30,00	0,00	1857,89
A IV	9173,10	0,00	30,00	0,00	1857,89

FI	7291,50	0,00	60,00	0,00	151,50
FII	8044,14	0,00	0,00	0,00	712,86
FIII	8044,14	0,00	0,00	0,00	712,86

UI	10937,25	0,00	225,00	0,00	568,13
UII	13759,65	0,00	135,00	0,00	3014,09
UIII	13759,65	0,00	45,00	0,00	2786,84
UIV	13759,65	0,00	45,00	0,00	2786,84

sisma	7291,50	0,00	1822,88	0,00	2347,28
--------------	---------	------	---------	------	---------

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
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	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!

COMBINAZIONI AZIONI SOMMITA' PILA

Risultanti sollecitazioni in sommità della pila

	N(kN)	Delta N	Nrisultante	Hlong(kN)	Htrasv(kN)	Mtrasv(kNm)
A I	7291,50	0,00	7291,50	0,00	150,00	378,75
A II	9173,10	0,00	9173,10	0,00	90,00	2009,39
A III	9173,10	0,00	9173,10	0,00	30,00	1857,89
A IV	9173,10	0,00	9173,10	0,00	30,00	1857,89

FI	7291,50	0,00	7291,50	0,00	60,00	151,50
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	0,00	10937,25	0,00	225,00	568,13
UII	13759,65	0,00	13759,65	0,00	135,00	3014,09
UIII	13759,65	0,00	13759,65	0,00	45,00	2786,84
UIV	13759,65	0,00	13759,65	0,00	45,00	2786,84

sisma	7291,50	0,00	7291,50	0,00	1822,88	2347,28
--------------	---------	------	---------	------	---------	---------

Da carichi verticali					
	N(kN)	el(m)	et(m)	MI (kNm)	Mt (kNm)
A I	7291,50	0,00	0,00	0,00	378,75
A II	9173,10	0,00	0,00	0,00	2009,39
A III	9173,10	0,00	0,00	0,00	1857,89
A IV	9173,10	0,00	0,00	0,00	1857,89

FI	7291,50	0,00	0,00	0,00	151,50
FII	8044,14	0,00	0,00	0,00	712,86
FIII	8044,14	0,00	0,00	0,00	712,86

UI	10937,25	0,00	0,00	0,00	568,13
UII	13759,65	0,00	0,00	0,00	3014,09
UIII	13759,65	0,00	0,00	0,00	2786,84
UIV	13759,65	0,00	0,00	0,00	2786,84

sisma	7291,50	0,00	0,00	0,00	2347,28
-------	---------	------	------	------	---------

Altezza appoggio	40,00 cm					
Da carichi orizzontali						
	Hlong(kN)	Hltrasv(kN)	el(m)	et(m)	MI (kNm)	Mt (kNm)
A I	0,00	150,00	14,90	14,90	0,00	2235,00
A II	0,00	90,00	14,90	14,90	0,00	1341,00
A III	0,00	30,00	14,90	14,90	0,00	447,00
A IV	0,00	30,00	14,90	14,90	0,00	447,00

FI	0,00	60,00	14,90	14,90	0,00	894,00
FII	0,00	0,00	14,90	14,90	0,00	0,00
FIII	0,00	0,00	14,90	14,90	0,00	0,00

UI	0,00	225,00	14,90	14,90	0,00	3352,50
UII	0,00	135,00	14,90	14,90	0,00	2011,50
UIII	0,00	45,00	14,90	14,90	0,00	670,50
UIV	0,00	45,00	14,90	14,90	0,00	670,50

sisma	0,00	1822,88	11,45	11,45	0,00	20871,92
-------	------	---------	-------	-------	------	----------

9 Determinazione delle sollecitazioni e verifiche

9.1.1 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 Mobile P2.

SPALLA A H=4.80m

Azioni alla base della spalla					
	N(kN)	Hlong(kN)	Htrasv(kN)	Mlong(kNm)	Mtrasv(kNm)
A I	35034,77	-6852,92	187,50	-1844,31	1817,81
A II	36685,97	-6852,92	112,50	-6963,03	2872,83
A III	36708,94	-7125,92	37,50	-8999,85	2145,71
A IV	36685,97	-6852,92	37,50	-6963,03	2145,71

FI	47567,37	-7960,29	75,00	13773,40	727,13
FII	48227,85	-7960,29	0,00	11725,91	712,86
FIII	48227,85	-7960,29	0,00	11725,91	712,86

UI	49414,90	-9710,79	281,25	-4557,55	2726,72
UII	51891,70	-9710,79	168,75	-23537,45	4309,25
UIII	51926,16	-10120,29	56,25	-28640,17	3218,56
UIV	51891,70	-9710,79	56,25	-25584,94	3218,56

SISMA x	35339,46	-23760,45	0,00	-87969,42	0,00
SISMA y	35339,46	0,00	14246,49	0,00	68301,09

Azioni alla base della spalla H=3,3m					
	N(kN)	Hlong(kN)	Htrasv(kN)	Mlong(kNm)	Mtrasv(kNm)
A I	32342,17	-5236,58	187,50	-8710,19	1536,56
A II	33993,37	-5236,58	112,50	-15480,11	2704,08
A III	34016,34	-5509,58	37,50	-17130,40	2089,46
A IV	33993,37	-5236,58	37,50	-15480,11	2089,46

FI	43797,73	-5697,41	75,00	3191,78	614,63
FII	44458,21	-5697,41	0,00	483,81	712,86
FIII	44458,21	-5697,41	0,00	483,81	712,86

UI	45645,26	-7447,91	281,25	-14360,95	2304,84
UII	48122,06	-7447,91	168,75	-39463,40	4056,12
UIII	48156,52	-7857,41	56,25	-44646,81	3134,18
UIV	48122,06	-7447,91	56,25	-42171,37	3134,18

SISMA x	32646,86	-20415,90	0,00	-74669,26	0,00
SISMA y	32646,86	0,00	12518,28	0,00	51821,92

Azioni alla base della pila					
	N(kN)	Hlong(kN)	Htrasv(kN)	Mlong(kNm)	Mtrasv(kNm)
A I	13086,99	0,00	150,00	0,00	2613,75
A II	14968,59	0,00	90,00	0,00	3350,39
A III	14968,59	0,00	30,00	0,00	2304,89
A IV	14968,59	0,00	30,00	0,00	2304,89

FI	15984,73	0,00	60,00	0,00	1045,50
FII	16737,37	0,00	0,00	0,00	712,86
FIII	16737,37	0,00	0,00	0,00	712,86

UI	19630,48	0,00	225,00	0,00	3920,63
UII	22452,88	0,00	135,00	0,00	5025,59
UIII	22452,88	0,00	45,00	0,00	3457,34
UIV	22452,88	0,00	45,00	0,00	3457,34

SISMA x	13086,99	-1217,05	0,00	-3755,15	0,00
SISMA y	13086,99	0,00	3039,93	0,00	27689,62

9.1.2 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=4.80m

	palo 1	palo 2	palo 3	palo 4	palo 5	palo 6	palo 7	palo 8	palo 9	palo 10
ANALISI TRASVERSALE										
passo	2,00	4,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
distanza dalla mezzzeria	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								
ANALISI LLONGITUDINALE										
passo	2,00	4,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
distanza dalla mezzzeria	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	2258,34	2121,01	428,47	1,78	762,67
A II	2477,30	2108,44	428,37	1,78	762,49
A III	2503,30	2085,32	445,38	1,78	792,77
A IV	2463,67	2122,08	428,31	1,78	762,40
FI	3244,86	2701,06	497,54	1,78	885,62
FII	3247,48	2781,00	497,52	1,78	885,58
FIII	3247,48	2781,00	497,52	1,78	885,58
UI	3225,02	2951,85	607,18	1,78	1080,78
UII	3765,38	2721,08	607,02	1,78	1080,49
UIII	3842,77	2648,00	632,53	1,78	1125,90
UIV	3783,33	2703,14	606,93	1,78	1080,34
SISMA x	3858,25	559,19	1485,03	1,78	2643,35
SISMA y	3489,36	928,07	890,41	1,78	1584,92

Spalla H=3.30m

	palo 1	palo 2	palo 3	palo 4	palo 5	palo 6	palo 7	palo 8	palo 9	palo 10
ANALISI TRASVERSALE										
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								
ANALISI L LONIGITUDINALE										
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	2213,52	1829,25	327,50	1,78	582,94
A II	2465,56	1783,61	327,36	1,78	582,70
A III	2486,41	1765,63	344,36	1,78	612,95
A IV	2454,03	1795,14	327,29	1,78	582,58
FI	2808,73	2665,98	356,12	1,78	633,89
FII	2801,08	2756,20	356,09	1,78	633,84
FIII	2801,08	2756,20	356,09	1,78	633,84
UI	3165,33	2540,33	465,83	1,78	829,17
UII	3823,67	2191,59	465,61	1,78	828,79
UIII	3905,73	2113,84	491,10	1,78	874,16
UIV	3857,16	2158,10	465,51	1,78	828,60
SISMA x	3440,56	640,29	1275,99	1,78	2271,27
SISMA y	3012,09	1068,77	782,39	1,78	1392,66

Pila 2

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

	Nmax	Nmin	H	b	M
A I	2297,62	2064,71	25,00	1,78	44,50
A II	2663,65	2325,88	15,00	1,78	26,70
A III	2617,06	2372,46	5,00	1,78	8,90
A IV	2617,06	2372,46	5,00	1,78	8,90
FI	2710,71	2617,54	10,00	1,78	17,80
FII	2829,17	2749,96	0,00	1,78	0,00
FIII	2829,17	2749,96	0,00	1,78	0,00
UI	2838,81	2489,43	37,50	1,78	66,75
UII	3387,85	2881,20	22,50	1,78	40,05
UIII	3317,97	2951,07	7,50	1,78	13,35
UIV	3317,97	2951,07	7,50	1,78	13,35
UI	3446,43	3097,06	37,50	1,78	66,75
UII	3995,47	3488,82	22,50	1,78	40,05
UIII	3925,60	3558,70	7,50	1,78	13,35
UIV	3925,60	3558,70	7,50	1,78	13,35
SISMA x	2459,32	1903,01	202,84	1,78	361,06
SISMA y	3719,48	642,85	506,65	1,78	901,85

9.1.3 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.

9.1.4 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.

9.1.5 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	3858,25	559,19	1485,03	2643,35	4,73	0,69
SPALLAB	SISMA x	3440,56	640,29	1275,99	2271,27	3,55	0,66
PILA 2	SISMA y	3719,48	642,85	506,65	901,85	1,40	0,24

Verifiche Dello Sbalzo Anteriore Della Fondazione

9.1.5.1 Pali

Per il calcolo delle armature dei pali si considerano le sollecitazioni valutate al paragrafo 9.1.8

9.1.5.2 Verifica armatura palo

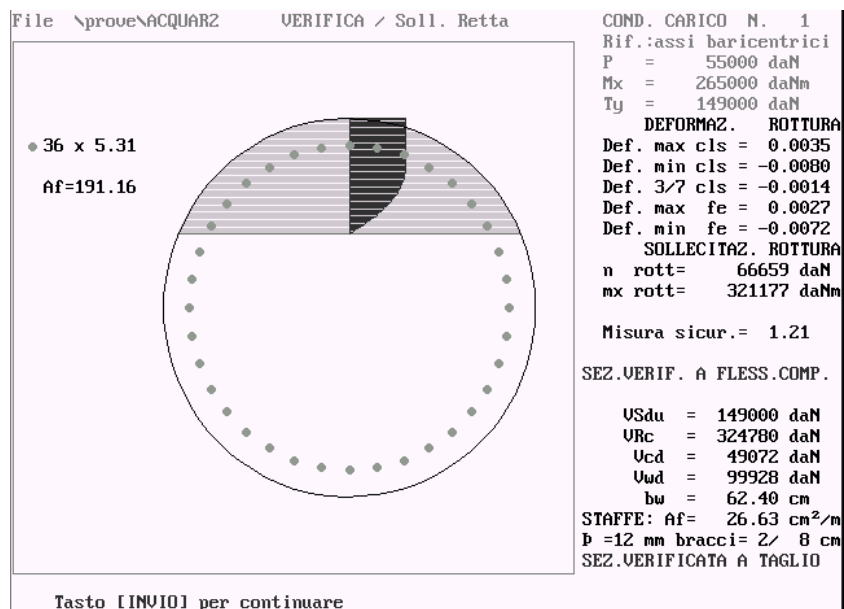
La condizione di carico più gravosa risulta la “sisma x “

Copriferro 6 cm

Armatura verticale 36 ϕ 26 Aa = 191.16 cm²

Necessaria nei primi 6 m

Si riporta qui di seguito le verifica del palo maggiormente sollecitato:



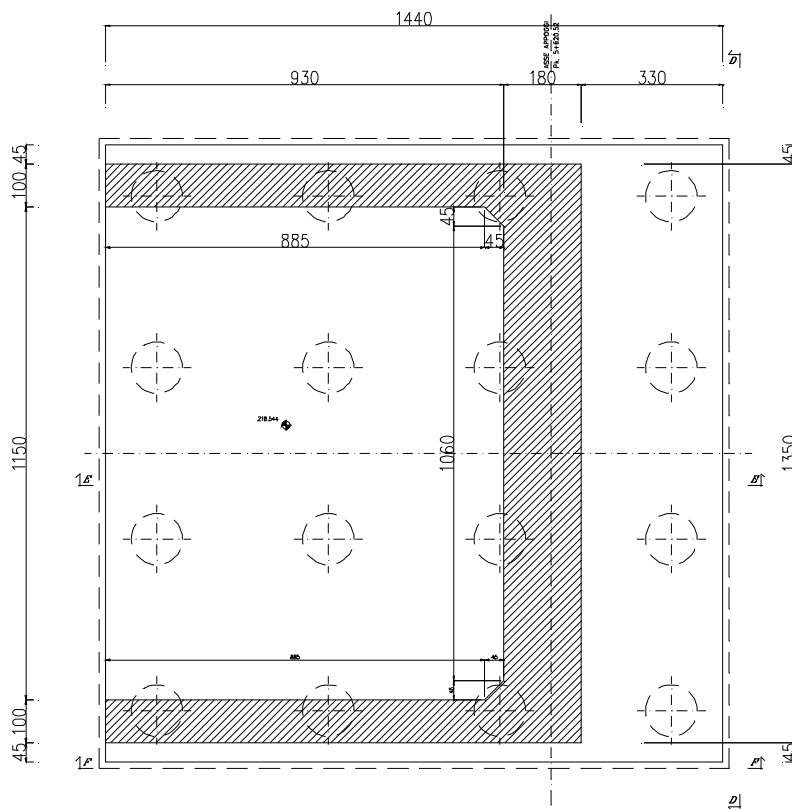
Si dispone spirale ϕ 12 / 8 cm a due bracci, per una lunghezza di 2 m (area staffe 26.49 cm²/m).

9.1.6 Verifica spalla

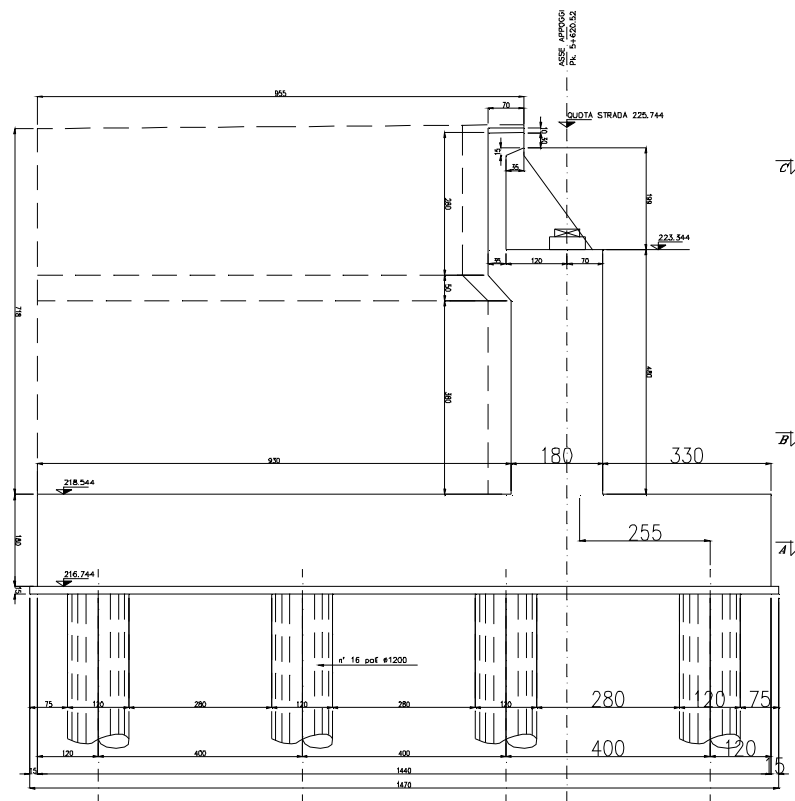
9.1.6.1 Verifica zattera di fondazione

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.

$$M_{plinto} = 2,0 \cdot 25 \cdot 4,00 \cdot 3,75^2 / 2 = 1406,25 \text{ kNm} \cdot 1,5 = 2109,4 \text{ kNm}$$

Combinazione Sisma x spalla H = 7,00 m

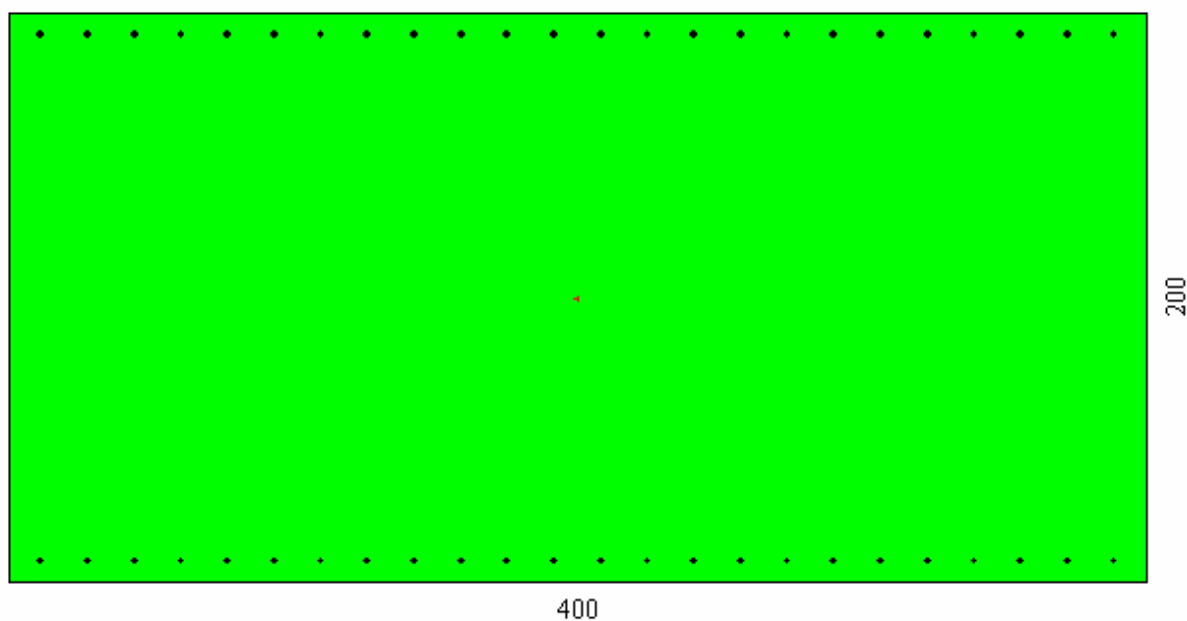
$$N_{palo} = 3858,25 \text{ kN}$$

$$M_{palo} = 3858,25 \cdot 2,55 = 9838,54 \text{ kNm}$$

$$M_{risultante} = 7729,14 \text{ kNm}$$

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).



Sollecitazioni			
Sforzo Normale [kN]	0,0000	☒ Applicato nel baricentro	
Eccentricità Y [cm]	0,00	Eccentricità X [cm]	0,00
Momento My [kNm]	7750,0000	Taglio Ty [kN]	3900,0000
Momento Mx [kNm]	0,0000	Taglio Tx [kN]	0,0000
Momento Y [kNm]	7750,000	Momento X [kNm]	0,000

Caratteristiche sezione

Area [cmq] = 80000,00 XG [cm] = 200,00
 Ix [cm⁴] = 106666666,7 YG[cm] = 100,00
 Iy [cm⁴] = 26666666,7
 Ixy [cm⁴] = 0,0
 Nr.tondini = 48
 Af [cmq] = 254,85(0,32%)

Risultati Analisi

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

Asse neutro

Xc = 35,195 cm
 Equazione: $-400,000 y + 25922,183 = 0$
 Intersezioni (400,00 ; 164,81) (0,00 ; 164,81)
 Inclinazione 0,00 °

Risultati Analisi

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

Tensione di compressione massima nel cls 4,985 MPa
 Tensione di trazione massima nel ferro **-334,635 MPa**
 Tensione di compressione massima nel ferro 59,265 MPa
 Tensione tangenziale asse neutro 0,536 MPa

Risultanti e punti di applicazione

Cls compresso	3508,8542 kN	200,00 cm	188,27 cm
Armature compresse	755,1670 kN	200,00 cm	192,70 cm
Compressione	4264,0212 kN	200,00 cm	189,05 cm
Armature in trazione	4264,0212 kN	200,00 cm	7,30 cm
Trazione	4264,0212 kN	200,00 cm	7,30 cm

Risultati Analisi

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

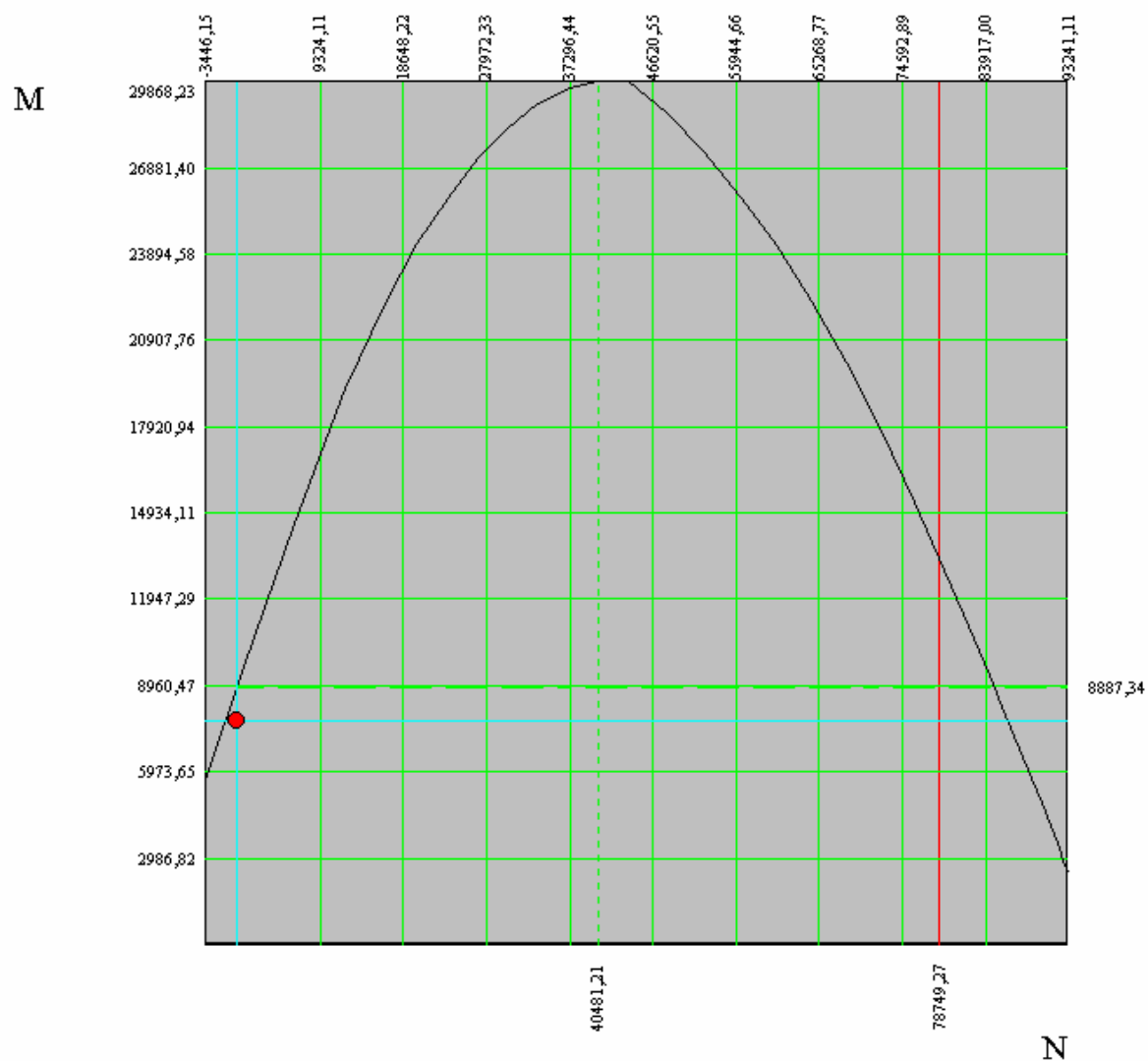
Area sezione calcestruzzo reagente 14077,82 cmq
 Area dei ferri omogeneizzata 3822,69 cmq
 Area sezione omogeneizzata 17900,51 cmq

Momenti di inerzia e baricentro geometrico

Xg = 200,00 cm Yg = 100,00 cm
 Inerzia sezione cls reagente Icx = 187704228,50 cm⁴
 Icy = 97044461,03 cm⁴
 Inerzia dei ferri omogeneizzata Ifx = 49317811,01 cm⁴
 Ify = 32849483,24 cm⁴
 Inerzia sezione omogeneizzata Itx = 237022039,51 cm⁴
 Ity = 129893944,28 cm⁴

Risultati Analisi		
Asse neutro	Risultanti e tensioni	Caratteristiche meccaniche
Stato limite		
Sollecitazioni ultime	N = 0,0000 [kN]	M = 8887,3374 [kNm]
Sollecitazioni esercizio	N = 0,0000 [kN]	M = 7750,0000 [kNm]
Coefficiente di sicurezza	1,147	
Momento ultimo max	29868,2256 [kNm] per N = 40481,2080 [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.

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

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

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

$$V_{cd} = (0.6 \cdot 1.82 \cdot 4,00 \cdot 1,92) \cdot 10^3 = 8408.5 \text{ kN}.$$

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:

$$F = 0.5 \cdot u \cdot h \cdot f_{ctd} = 0.5 \cdot 6.90 \cdot 2 \cdot 1.82 \cdot 1.000 = 12558 \text{ kN}$$

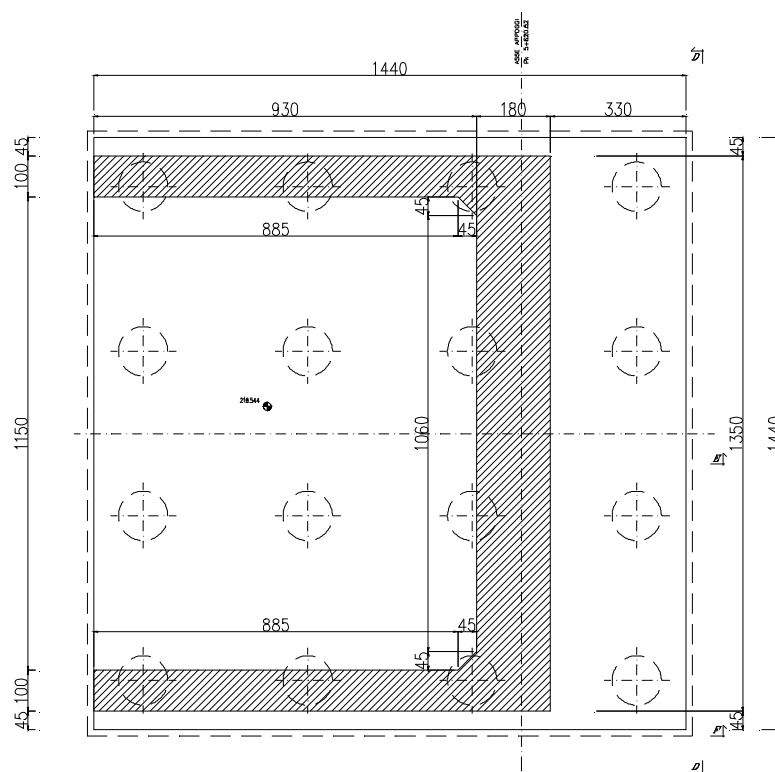
Con u = perimetro medio della sezione di scorrimento;
 h = altezza della zattera;

Dall'analisi risulta $N < F$, con coefficiente di sicurezza 3.25

9.1.7 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 7.20 * 18	=	129.6	kN/mq
p. perm	=	12.5	kN/mq
p. veicoli	=	10.0	kN/mq
TOTALE	=	202.1	kN/mq

Carico fattorizzato 1,5*202.1 = 303.15 kN/mq

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

$$N_{\text{medio}} = 49414,90/16 = 3088,43 \text{ kN}$$

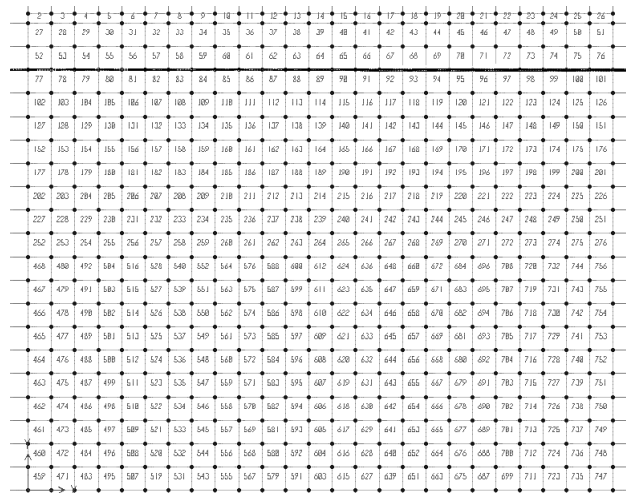
Ogni palo trasmette dunque un carico ripartito sulla proprio area di influenza (4.00 m x 4.00 m) che vale:

$$q_{\text{medio pali}} = 3088.43 / (4.00 \times 4.00) = 193.03 \text{ kN/mq}$$

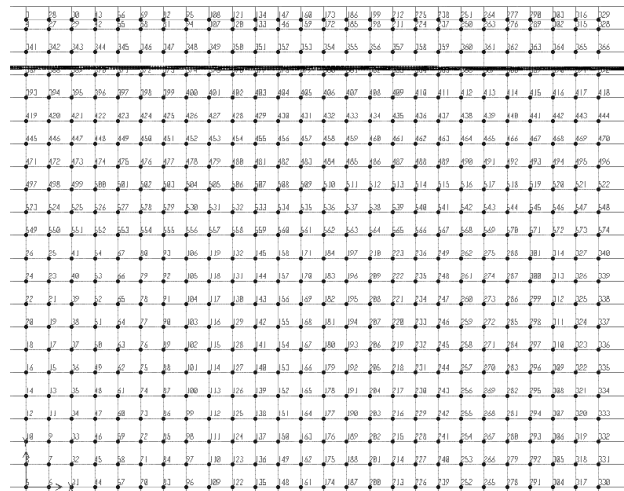
Dunque il carico netto superficiale sulla piastra vale:

$$q = 303.15 - 193.03 = 113.33 \text{ kN/mq}$$

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

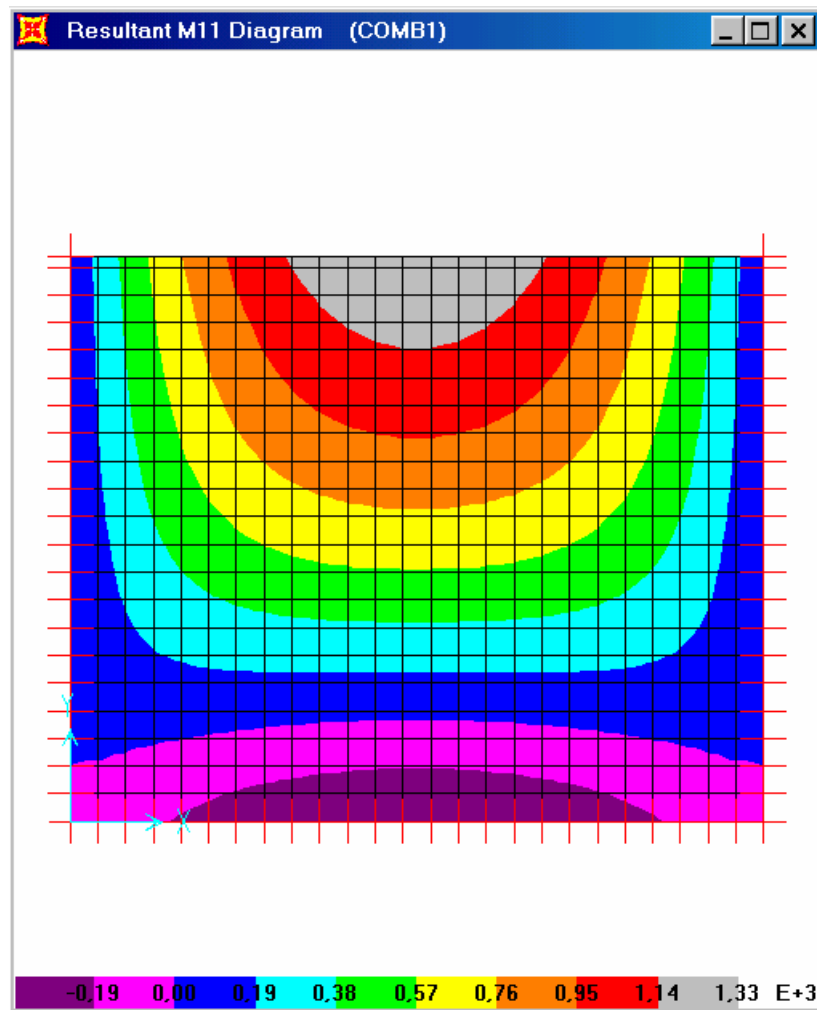


Diagramma dei Momenti in direzione trasversale sulla zattera

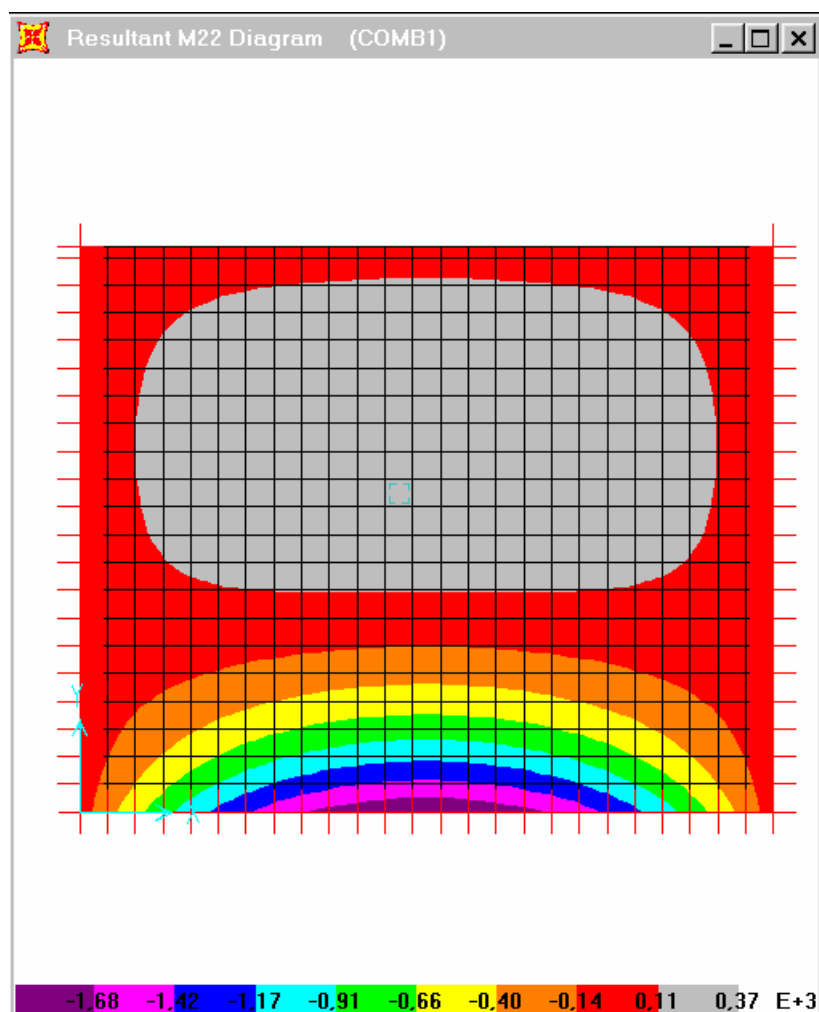


Diagramma dei Momenti in direzione longitudinale sulla zattera

Si ha:

Armatura in direzione trasversale

- SHELL 603

$$M_y = -1680 \text{ kNm}$$

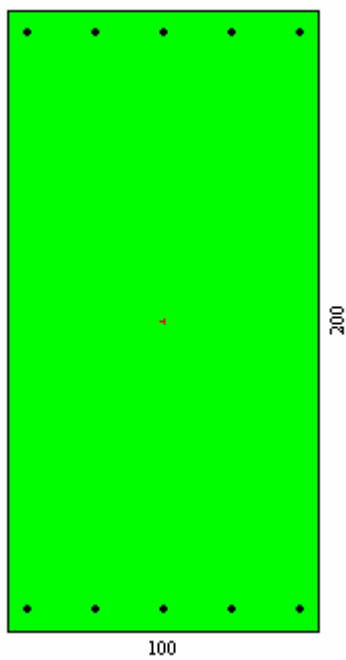
$$T_x = 870 \text{ kN}$$

- SHELL 14

$$M_x = 1330 \text{ kNm}$$

$$T_y = 425 \text{ kN}$$

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



Sollecitazioni			
Sforzo Normale [kN]	0,0000	☒ Applicato nel baricentro	
Eccentricità Y [cm]	0,00	Eccentricità X [cm]	0,00
Momento My [kNm]	1680,0000	Taglio Ty [kN]	870,0000
Momento Mx [kNm]	0,0000	Taglio Tx [kN]	0,0000
Momento Y [kNm] 1680,000		Momento X [kNm] 0,000	

Caratteristiche sezione	
Area [cmq] = 20000,00	XG [cm] = 50,00
Ix [cm^4] = 16666666,7	YG[cm] = 100,00
Iy [cm^4] = 66666666,7	
Ixy [cm^4] = 0,0	
Nr.tondini = 10	
Af [cmq] = 53,09(0,27%)	

Risultati Analisi	
Asse neutro	Risultanti e tensioni
Asse neutro	
Xc =	32,733 cm
Equazione:	$0,000 \cdot x - 100,000 \cdot y + 6726,736 = 0$
Intersezioni	(100,00 ; 167,27) (0,00 ; 167,27)
Inclinazione	0,00 °

Risultati Analisi

Asse neutro

Risultanti e tensioni

Caratteristiche meccaniche

Stato limite

Tensione di compressione massima nel cls

4,734 MPa

Tensione di trazione massima nel ferro

-347,029 MPa

Tensione di compressione massima nel ferro

55,173 MPa

Tensione tangenziale asse neutro

0,477 MPa

Risultanti e punti di applicazione

Clc compresso

774,7740 kN

50,00 cm

189,09 cm

Armature compresse

146,4645 kN

50,00 cm

192,70 cm

Compressione

921,2385 kN

50,00 cm

189,66 cm

Armature in trazione

921,2385 kN

50,00 cm

7,30 cm

Trazione

921,2385 kN

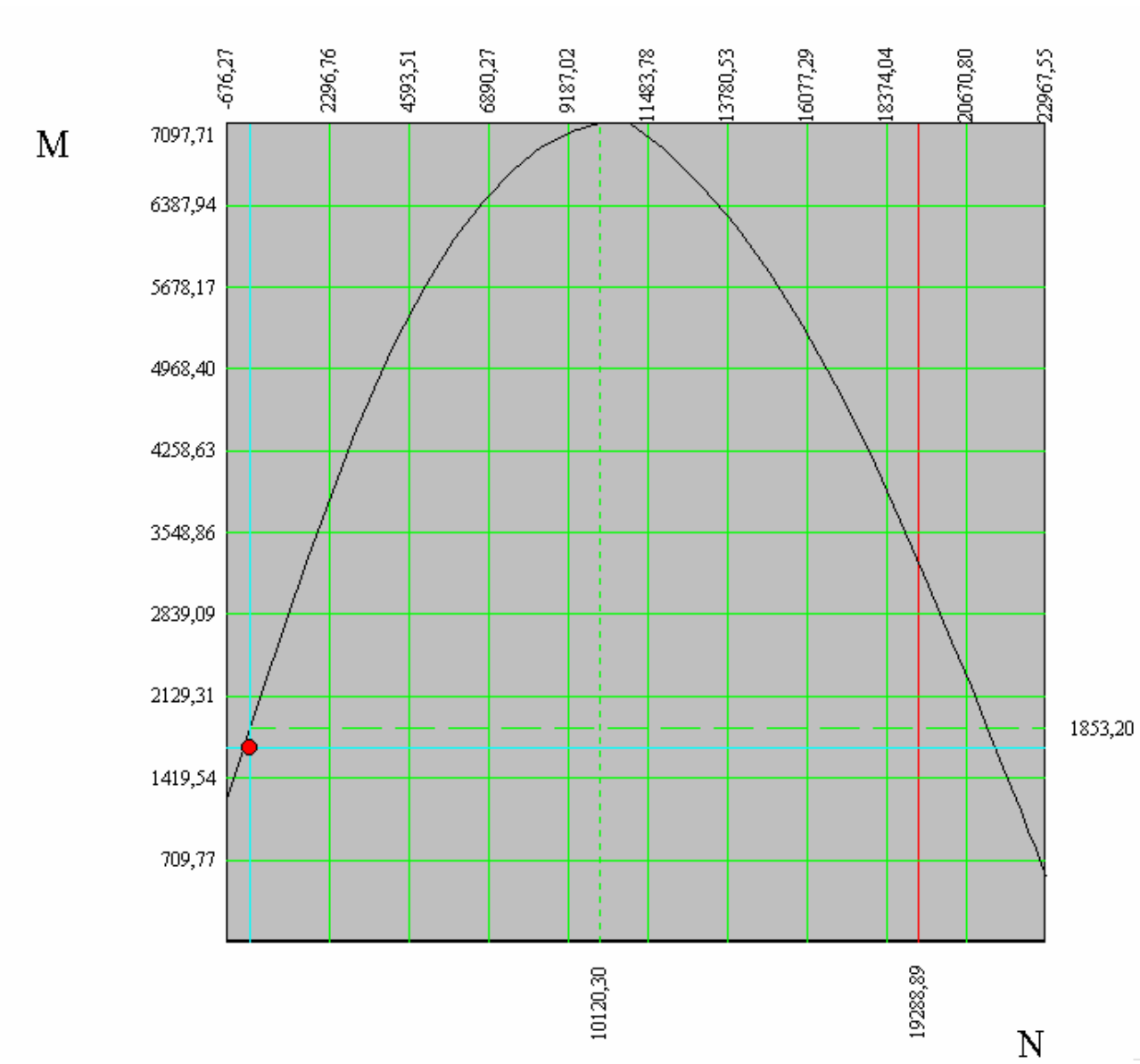
50,00 cm

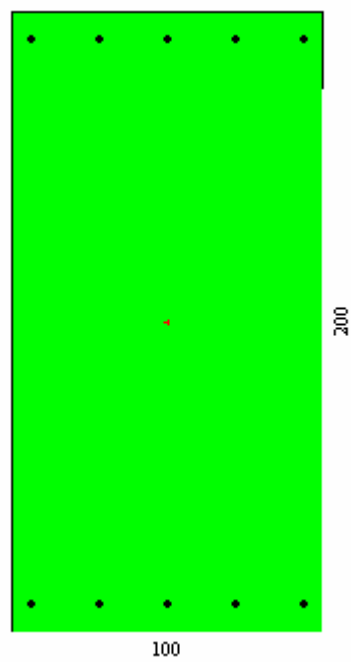
7,30 cm

Risultati Analisi	
Asse neutro	Risultanti e tensioni
Area sezione calcestruzzo reagente	
	3273,26 cmq
Area dei ferri omogeneizzata	
	796,39 cmq
Area sezione omogeneizzata	
	4069,66 cmq
Momenti di inerzia e baricentro geometrico	
Xg = 50,00 cm Yg = 100,00 cm	
Inerzia sezione cls reagente	
	Icx = 2727720,37 cm ⁴
	Icy = 23187404,56 cm ⁴
Inerzia dei ferri omogeneizzata	
	Ifx = 760432,58 cm ⁴
	Ify = 6843642,34 cm ⁴
Inerzia sezione omogeneizzata	
	Itx = 3488152,95 cm ⁴
	Ity = 30031046,90 cm ⁴

Risultati Analisi		
Asse neutro	Risultanti e tensioni	Caratteristiche meccaniche
Stato limite		
Sollecitazioni ultime	N = 0,0000 [kN]	M = 1853,2001 [kNm]
Sollecitazioni esercizio	N = 0,0000 [kN]	M = 1680,0000 [kNm]
Coefficiente di sicurezza 1,103		
Momento ultimo max	7097,7144 [kNm]	per N = 10120,3020 [kN]

Dominio di resistenza





Sollecitazioni			
Sforzo Normale [kN]	0,0000	☒ Applicato nel baricentro	
Eccentricità Y [cm]	0,00	Eccentricità X [cm]	0,00
Momento My [kNm]	1330,0000	Taglio Ty [kN]	425,0000
Momento Mx [kNm]	0,0000	Taglio Tx [kN]	0,0000
Momento Y [kNm] 1330,000		Momento X [kNm] 0,000	

Caratteristiche sezione	
Area [cmq] = 20000,00	XG [cm] = 50,00
Ix [cm^4] = 16666666,7	YG[cm] = 100,00
Iy [cm^4] = 66666666,7	
Ixy [cm^4] = 0,0	
Nr.tondini = 10	
Af [cmq] = 53,09(0,27%)	

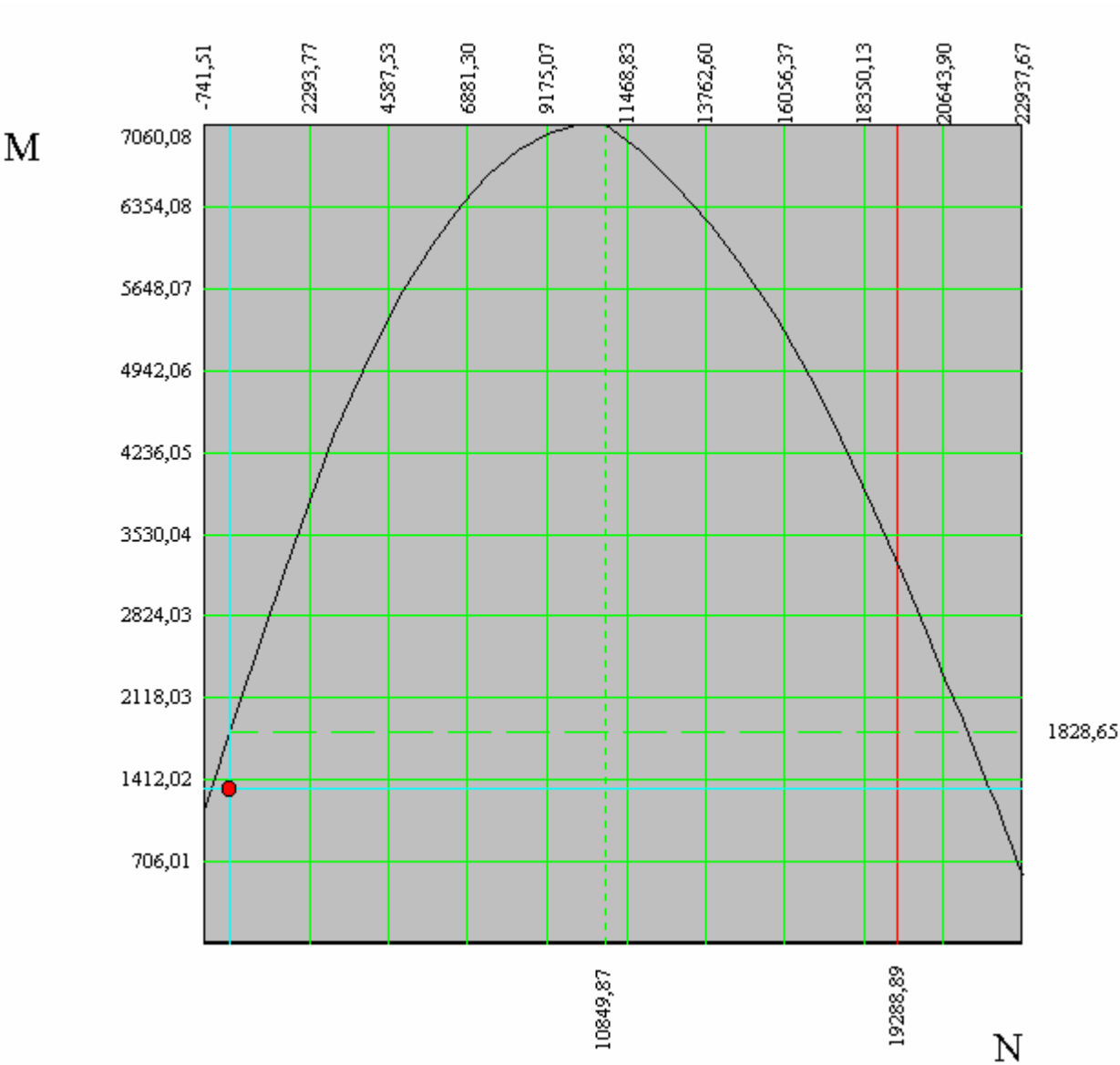
Risultati Analisi	
Asse neutro	Risultanti e tensioni
Asse neutro	
Xc =	32,733 cm
Equazione:	0,000 x-100,000 y+6726,736 = 0
Intersezioni	(100,00 ; 167,27) (0,00 ; 167,27)
Inclinazione	0,00 °

Risultati Analisi	
Asse neutro	Risultanti e tensioni
Tensione di compressione massima nel cls	
	3,844 MPa
Tensione di trazione massima nel ferro	
	-278,295 MPa
Tensione di compressione massima nel ferro	
	41,282 MPa
Tensione tangenziale asse neutro	
	0,236 MPa
Risultanti e punti di applicazione	
Cls compresso	629,1851 kN 50,00 cm 189,09 cm
Armature compresse	109,5886 kN 50,00 cm 190,70 cm
Compressione	738,7737 kN 50,00 cm 189,33 cm
Armature in trazione	738,7737 kN 50,00 cm 9,30 cm
Trazione	738,7737 kN 50,00 cm 9,30 cm

Risultati Analisi	
Asse neutro	Risultanti e tensioni
Area sezione calcestruzzo reagente	
	3273,26 cmq
Area dei ferri omogeneizzata	
	796,39 cmq
Area sezione omogeneizzata	
	4069,66 cmq
Momenti di inerzia e baricentro geometrico	
Xg = 50,00 cm Yg = 100,00 cm	
Inerzia sezione cls reagente	
	Icx = 2727720,37 cm ⁴
	Icy = 23187404,56 cm ⁴
Inerzia dei ferri omogeneizzata	
	Ifx = 760432,58 cm ⁴
	Ify = 6551525,12 cm ⁴
Inerzia sezione omogeneizzata	
	Itx = 3488152,95 cm ⁴
	Ity = 29738929,68 cm ⁴

Risultati Analisi		
Asse neutro	Risultanti e tensioni	Caratteristiche meccaniche
Stato limite		
Sollecitazioni ultime	N = 0,0000 [kN]	M = 1828,6486 [kNm]
Sollecitazioni esercizio	N = 0,0000 [kN]	M = 1330,0000 [kNm]
Coefficiente di sicurezza	1,375	
Momento ultimo max	7060,0834 [kNm]	per N = 10849,8706 [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.

$$f_{ctm} = 0.27(R_{ck})^{3/2} = 0.27 \cdot 30^{3/2} = 2.61 \text{ Mpa}$$

$$f_{ctk} = 0.7 \cdot 2.61 = 1.82 \text{ Mpa c}$$

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

$$V_{cd} = (0.6 \cdot 1.82 \cdot 4.00 \cdot 1.92) \cdot 10^3 = 8408.5 \text{ kN}.$$

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:

$$F = 0.5 \cdot u \cdot h \cdot f_{ctd} = 0.5 \cdot 6.90 \cdot 2 \cdot 1.82 \cdot 1.000 = 12558 \text{ kN}$$

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

Dall'analisi risulta $N < F$, con coefficiente di sicurezza 4.08

10 Gli elementi secondari

10.1 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 2,30 x 13,50 m. La verifica verrà effettuata considerando una mensola unitaria.

10.1.1 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.

10.1.2 Riepilogo sollecitazioni

10.1.2.1 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:

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

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

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

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

10.1.2.2 Calcolo delle azioni

Carichi non sismici S.L.U.

Paraghiaia									
Az. Verticali									
	Spess.	H	L	braccio	V(kN)	M (kNm)			γ_s
Paraghiaia	0,35	2,3	1		30,19	0,00			1,5
Sub totale					30,19	0,00			
Az. Orizzontali									
	γ	h	L	coeff.	q(kN/m)	braccio	H(kN)	M (kNm)	
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
Sub totale							103,63	105,76	
Totale	N= 30,19 kN		M= 105,76 kNm		H= 103,63 kN				

Carichi sismici S.L.U.

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

10.1.2.3 Calcolo delle azioni di fessurazione

Paraghiaia									
Az. Verticali									
	Spess.	H	L	braccio	V(kN)	M (kNm)			γ_s
Paraghiaia	0,35	2,3	1		20,13	0,00			1
Sub totale					20,13	0,00			
Az. Orizzontali									
	γ	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
Sub totale							39,57	36,56	
Totale	N= 20,13 kN		M= 36,56 kNm		H= 39,57 kN				

10.1.3 Le combinazioni

Le combinazioni di carico sono le seguenti:

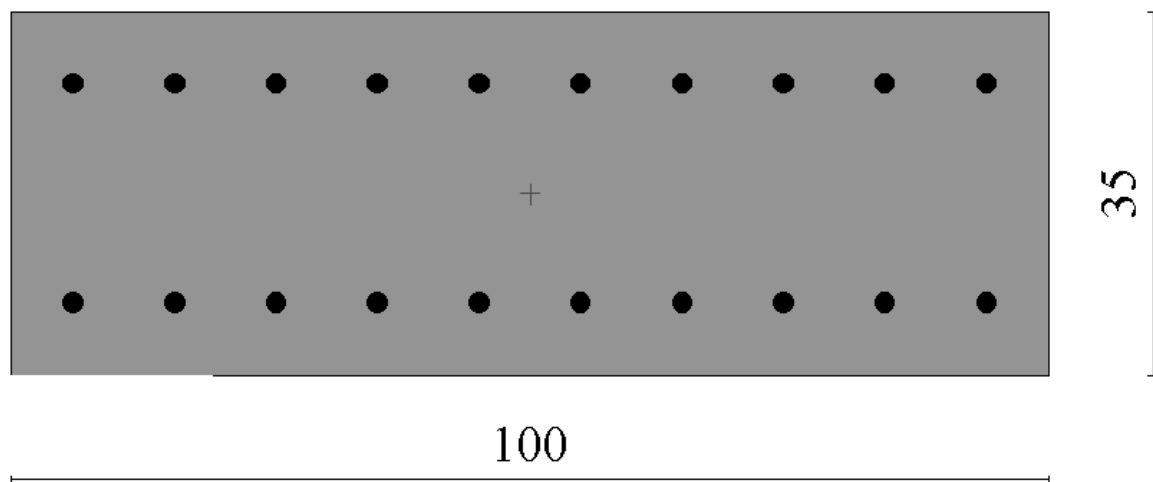
SLE	COMBINAZIONI	g1	g2	g3	$\varepsilon 1$	$\varepsilon 2$	$\varepsilon 3$	$\varepsilon 4$	q1	q2	q3	q4	q5	q6	q7	q8	q9
	AI	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00
	AII	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,00	0,00	0,60	0,00	1,00	1,00	1,00
	AIII	1,00	1,00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

10.1.4 Le verifiche

Si riportano le verifiche per la condizione di carico dimensionante, su di una sezione 0,35x1,00 m²



Sollecitazioni			
Sforzo Normale [kN]	20,1500	☒ 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 ⁴] = 2916666,7	YG[cm] = 17,50
Iy [cm ⁴] = 357291,7	
Ixy [cm ⁴] = 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

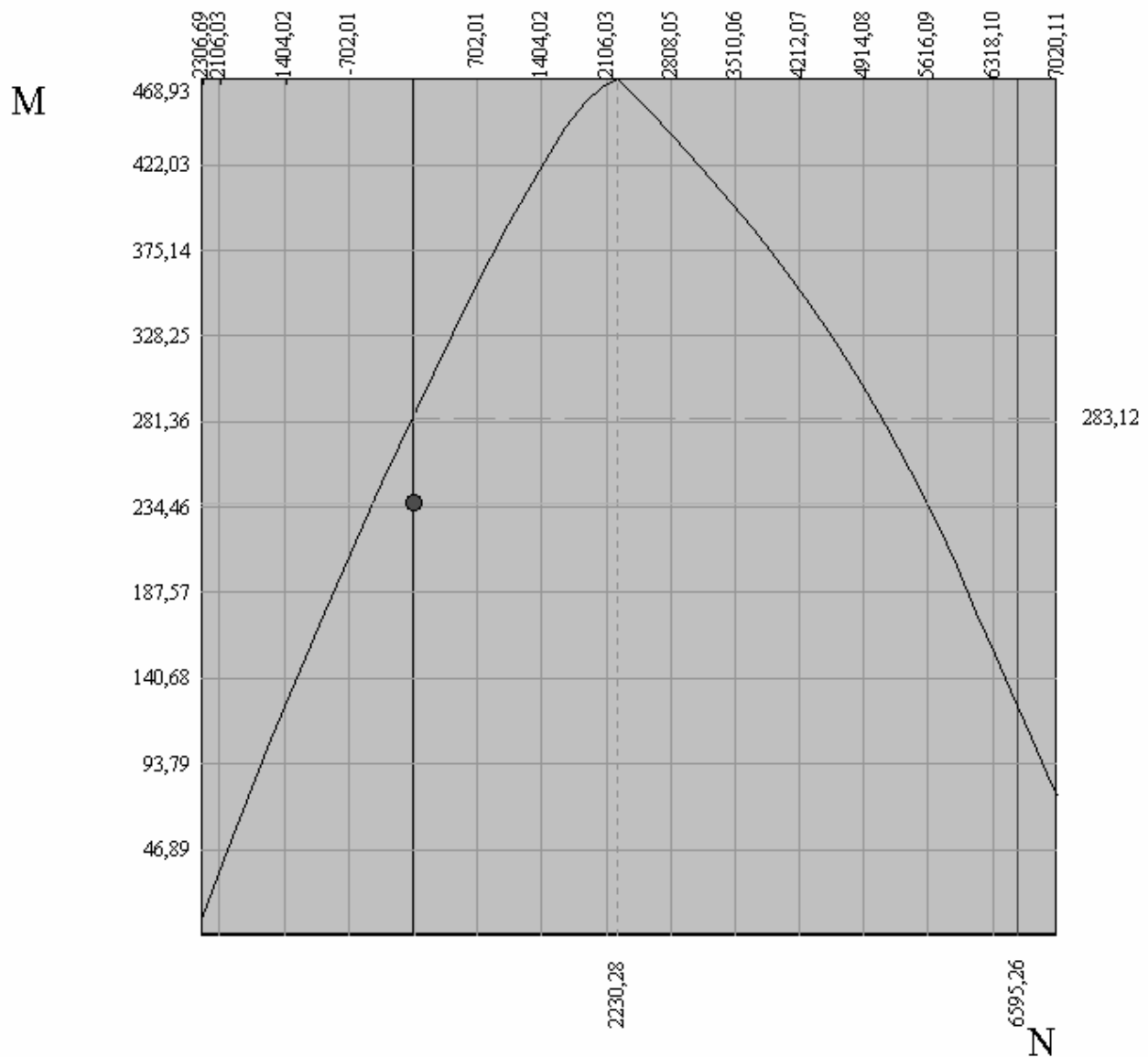
Area sezione calcestruzzo reagente	1111,60 cmq
Area dei ferri omogeneizzata	942,48 cmq
Area sezione omogeneizzata	2054,08 cmq

Momenti di inerzia e baricentro geometrico

Xg = 50,00 cm	Yg = 17,50 cm
Inerzia sezione cls reagente	Icx = 926333,00 cm ⁴ Icy = 169973,06 cm ⁴
Inerzia dei ferri omogeneizzata	Ifx = 743370,64 cm ⁴ Ify = 103908,18 cm ⁴
Inerzia sezione omogeneizzata	Itx = 1669703,63 cm ⁴ Ity = 273881,23 cm ⁴

Sollecitazioni ultime	N = 24,3963 [kN]	M = 285,7335 [kNm]
Sollecitazioni esercizio	N = 20,1500 [kN]	M = 236,0000 [kNm]
Coefficiente di sicurezza	1,211	
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 $V_{sdu} = N_{palo}$.

10.1.4.1 Calcolo dell'apertura delle fessure

Tale verifica è soddisfatta quando il *valore caratteristico di apertura delle fessure* w_k nella zona $A_{c_{eff}}$ di efficacia delle armature non supera il valore prefissato dalla Norma, stabilito in funzione delle condizioni ambientali (poco aggressivo, moderatamente aggressivo, molto aggressivo) e del tipo di combinazione delle azioni (frequente o quasi permanente).

Il valore w_k calcolato si riferisce all'apertura della fessura misurata sulla superficie del cls all'interno dell'area di efficacia dell'armatura, e vale:

$$w_k = 1,7 \times w_m \quad \text{con} \quad w_m = \epsilon_{sm} \times s_{rm}$$

in cui w_m rappresenta il *valore medio dell'apertura* calcolata in base alla *deformazione unitaria media dell'armatura* ϵ_{sm} nel tratto s_{rm} pari alla *distanza media fra le fessure* per la condizione di fessurazione stabilizzata in corrispondenza del livello baricentrico dell'armatura all'interno dell'area efficace.

Per quanto riguarda i singoli termini di cui sopra, si ha:

$$s_{rm} = 2\left(c + \frac{s}{10}\right) + k_2 k_3 \frac{\Phi}{\rho_r}$$

$$\epsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \left[1 - \beta_1 \beta_2 \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right]$$

i cui simboli sono chiariti nel prospetto che segue.

In particolare:

σ_s è la tensione nell'acciaio calcolata nella sezione fessurata per la combinazione di azioni considerata, in corrispondenza del livello baricentrico dell'armatura all'interno dell'area efficace;

σ_{sr} è la tensione nell'acciaio calcolata nella sezione fessurata per la sollecitazione corrispondente al raggiungimento della resistenza a trazione f_{ctm} nella fibra di cls più sollecitata in sezione interamente reagente, in corrispondenza del livello baricentrico dell'armatura all'interno dell'area efficace.

Per quanto concerne il calcolo di σ_{sr} si procede così:

- si determina il momento di inerzia I della sezione (prescindendo dall'armatura) nel piano di sollecitazione considerato, considerando la sezione interamente reagente (I° stadio);
- ricordo ora che la tensione nella generica fibra di cls più esterna (ossia più sollecitata) è data da:

$$\sigma_c = \frac{M}{I} y_{max} \quad \text{con} \quad y_{max} = \text{massima distanza della fibra di cls dall'asse baricentrico della sezione};$$

- per la definizione di σ_{sr} , deve essere M la sollecitazione corrispondente al raggiungimento della f_{ctm} nella fibra di cls più sollecitata in sezione interamente reagente, per cui

$$M = \frac{I}{y_{max}} f_{ctm}$$

- da cui σ_{sr} è la tensione calcolata nella sezione fessurata (ossia con cls non reagente a trazione : II° stadio)

Di seguito, per combinazioni quasi permanenti si intendono le **FI e FIII**, mentre per combinazione rara si intende la FII.

10.2 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.

10.2.1 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.

10.2.2 Riepilogo sollecitazioni

10.2.2.1 Calcolo delle azioni

Carichi non sismici S.L.U.

Muro di paramento												
Az. Verticali												
	Spess.	H	L	Reazione	coeff.	coeff.	braccio	V(kN)	Mlong (kNm)	γs		
Paraghiaia	0,35	2,3	13,5		25		-1,750	407,53	-713,18	1,5		
Paramento	1,80	4,8	13,5		25		0,000	4374,00	0	1,5		
Impalcato				7950,00	1,00	1,00	0,2	7950	1590,00			
Totale								12731,53	876,82			
Az. Orizzontali												
	γ	Spess.	h	L	Reazione	coeff.	coeff.	q	braccio	H(kN)	Mlong (kNm)	
Frenatura				13,5						205,335	236,25	
Impalcato					2160	1,00	1,00		7,5	3240	16200	1,5
sp.Terra	18		7,10	13,5		0,49			2,37	4501,74	10654,12	1,5
sp. Permanenti			7,10	13,5		0,49		12,50	3,55	880,62	3126,21	1,5
sp.Treno di carico			7,10	13,5		0,49		19,1	3,55	1345,59	4776,85	1,5
Totale										10173,29	34993,42	
				N=	12731,53	kN	M=	35870,24	kNm	H=	10173,29	kN

Carichi sismici S.L.U.

Muro di paramento											
Condizioni sismiche											
Az. Verticali											
	Spess.	H	L	Reazione	coeff.	coeff.	braccio	V(kN)	M (kNm)	γ^s	
Paraghiaia	0,35	2,3	13,5		25		-1,750	271,69	-475,45	1	
Paramento	1,80	4,8	13,5		25		0,00	2916,00	0	1	
Impalcato				3970,00	1,00	1,00	0,2	3970	794,00	1	
Totale								7157,69	318,55		
Az. Orizzontali											
	γ	Spess.	h	L	Reazione	coeff.	coeff.	q	braccio	H(kN)	M (kNm)
Impalcato					5105	1,00	1,00		7,50	5105	38287,5
sp.Terra	18		7,10	13,4		0,49			2,37	2978,93	7050,13
sp. Permanenti			7,10	13,4		0,49		12,50	3,55	582,73	2068,70
sp.Accidentali			7,10	13,4		0,49		0	3,55	0,00	0,00
incr. Sp. Terra	18		7,10	13,4		0,172			4,73	1045,66	4949,48
incr. Sp. Perm.			7,10	13,4		0,172		12,50	3,55	204,55	726,16
incr. Treno di carico			7,10	13,4		0,172		0	3,55	0,00	0,00
inerzia paraghiaia					271,69	0,35			8,15	95,09	774,99
inerzia paramento					2916,00	0,35			2,40	1020,60	2449,44
inerzia terra	18		7,10	13,4		0,35			3,55	4255,61	15107,42
inerzia perm.			7,81	13,4		0,35		12,50	9,30	457,86	4258,11
Totale										15746,04	75671,93
				N=	7157,69 kN	M=	75990,48 kNm			H= 15746,04	kN

10.2.2.2 Calcolo delle azioni di fessurazione

Muro di paramento											
Az. Verticali											
	Spess.	H	L	Reazione	coeff.	coeff.	braccio	V(kN)	Mlong (kNm)		γ_s
Paraghiaia	0,35	2,3	13,5		25		-1,750	271,69	-475,45		1
Paramento	1,80	4,8	13,5		25		0,00	2916,00	0		1
Impalcato				4310,00	1,00	1,00	0,2	4310,00	862,00		1
Totale								7497,69	386,55		
Az. Orizzontali											
	γ	Spess.	h	L	Reazione	coeff.	coeff.	q	braccio	H(kN)	Mlong (kNm)
Impalcato					75	1,00	1,00		7,5	75	562,5
sp.Terra	18		7,10	13,5		0,49			2,37	3001,16	7102,74
sp. Permanenti			7,10	13,5		0,49		12,50	3,55	587,08	2084,14
sp.Accidentali			7,10	13,5		0,49		19,1	3,55	89,71	318,46
Totale										3752,95	10067,84
					N=	7497,69 kN	M=	10454,39 kNm	H=	3752,95	kN

10.2.3 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
	AII	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,00	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	0,00	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	0,00	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

10.2.4 Le verifiche

Si riportano le verifiche per la condizione di carico dimensionante, su di una sezione 13.50x1,80 m²

Sollecitazioni			
Sforzo Normale [kN]	7150,0000	☒ Applicato nel baricentro	
Eccentricità Y [cm]	0,00	Eccentricità X [cm]	0,00
Momento My [kNm]	76000,000	Taglio Ty [kN]	15750,000
Momento Mx [kNm]	0,0000	Taglio Tx [kN]	0,0000
Momento Y [kNm] 76000,000		Momento X [kNm] 0,000	

Caratteristiche sezione	
Area [cmq]	243000,00
XG [cm]	675,00
Ix [cm ⁴]	36905625000,0
YG [cm]	90,00
Iy [cm ⁴]	656100000,0
Ixy [cm ⁴]	0,0
Nr.tondini	600
Af [cmq]	3185,57(1,31%)

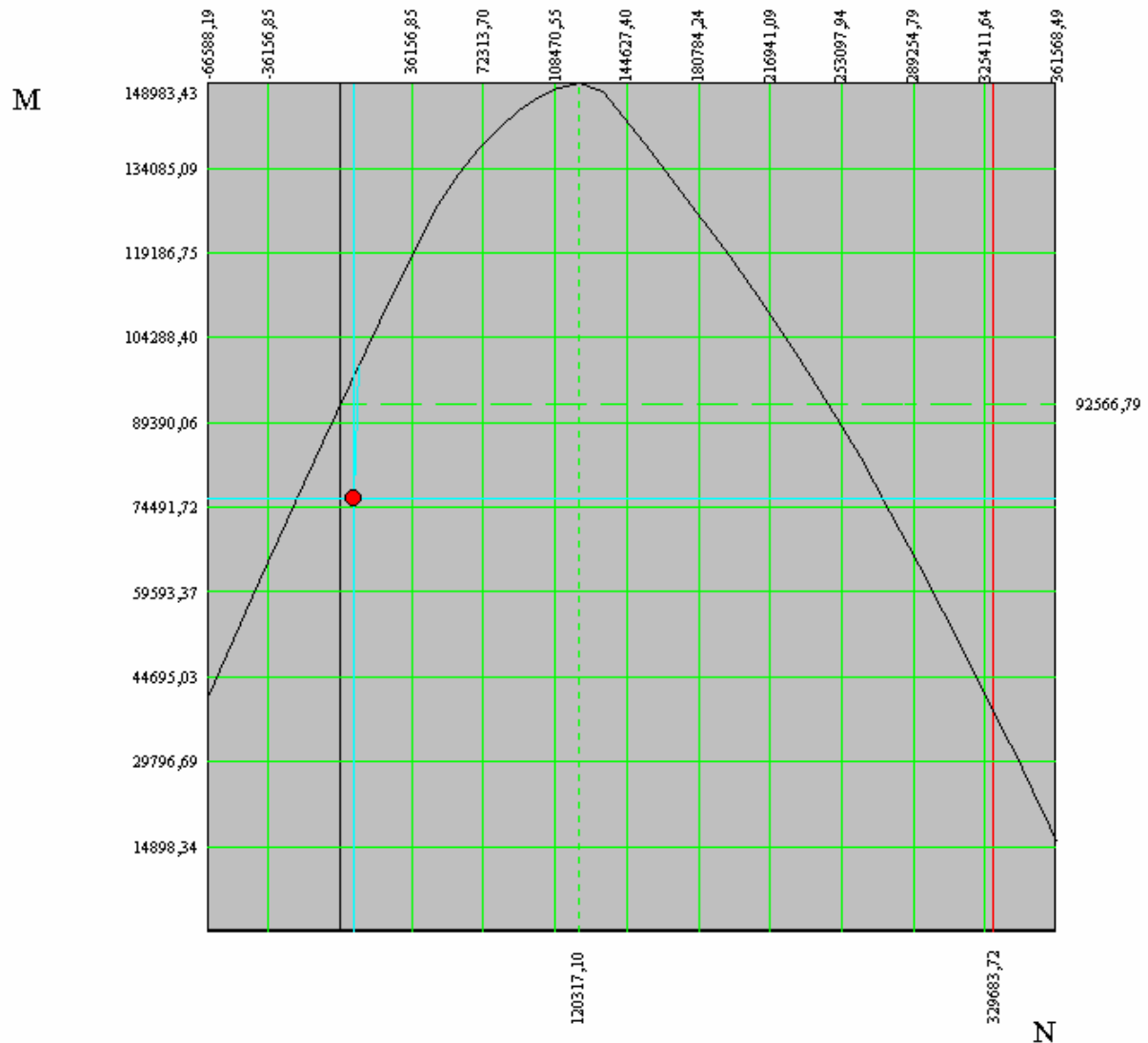
Risultati Analisi	
Asse neutro	Risultanti e tensioni
Caratteristiche meccaniche	
Stato limite	
Asse neutro	
Xc =	55,281 cm
Equazione:	0,000 x-1350,000 y+46870,976 = 0
Intersezioni	(1350,00 ; 124,72) (0,00 ; 124,72)
Inclinazione	0,00 °

Risultati Analisi			
Asse neutro	Risultanti e tensioni	Caratteristiche meccaniche	Stato limite
Tensione di compressione massima nel cls		9,789 MPa	
Tensione di trazione massima nel ferro		-303,927 MPa	
Tensione di compressione massima nel ferro		119,481 MPa	
Tensione tangenziale asse neutro		0,773 MPa	
Risultanti e punti di applicazione			
Cls compresso	36528,4251 kN	675,00 cm	161,57 cm
Armature compresse	17761,4559 kN	675,00 cm	166,91 cm
Compressione	54289,8810 kN	675,00 cm	163,32 cm
Armature in trazione	47139,8810 kN	675,00 cm	13,22 cm
Trazione	47139,8810 kN	675,00 cm	13,22 cm

Risultati Analisi			
Asse neutro	Risultanti e tensioni	Caratteristiche meccaniche	Stato limite
Area sezione calcestruzzo reagente		74629,02 cmq	
Area dei ferri omogeneizzata		47783,62 cmq	
Area sezione omogeneizzata		122412,65 cmq	
Momenti di inerzia e baricentro geometrico			
Xg = 675,00 cm Yg = 90,00 cm			
Inerzia sezione cls reagente		Icx = 11334282969,54 cm ⁴	
		Icy = 309216839,46 cm ⁴	
Inerzia dei ferri omogeneizzata		Ifx = 7110369109,92 cm ⁴	
		Ify = 281535857,95 cm ⁴	
Inerzia sezione omogeneizzata		Itx = 18444652079,46 cm ⁴	
		Itx = 590752697,41 cm ⁴	

Risultati Analisi			
Asse neutro	Risultanti e tensioni	Caratteristiche meccaniche	Stato limite
Sollecitazioni ultime		N = 9362,1073 [kN]	M = 99513,3083 [kNm]
Sollecitazioni esercizio		N = 7150,0000 [kN]	M = 76000,0000 [kNm]
Coefficiente di sicurezza		1,309	
Momento ultimo max		148983,4327 [kNm] per N = 120317,1036 [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.

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

Non si dispone armatura a taglio essendo:

$$V_{cd} > V_{sdu}$$

10.2.4.1 Calcolo dell'apertura delle fessure

Tale verifica è soddisfatta quando il *valore caratteristico di apertura delle fessure* w_k nella zona $A_{c_{eff}}$ di efficacia delle armature non supera il valore prefissato dalla Norma, stabilito in funzione delle condizioni ambientali (poco aggressivo, moderatamente aggressivo, molto aggressivo) e del tipo di combinazione delle azioni (frequente o quasi permanente).

Il valore w_k calcolato si riferisce all'apertura della fessura misurata sulla superficie del cls all'interno dell'area di efficacia dell'armatura, e vale:

$$w_k = 1,7 \times w_m \quad \text{con} \quad w_m = \epsilon_{sm} \times s_{rm}$$

in cui w_m rappresenta *il valore medio dell'apertura* calcolata in base alla *deformazione unitaria media dell'armatura* ϵ_{sm} nel tratto s_{rm} pari alla *distanza media fra le fessure* per la condizione di fessurazione stabilizzata in corrispondenza del livello baricentrico dell'armatura all'interno dell'area efficace.

Per quanto riguarda i singoli termini di cui sopra, si ha:

$$- s_{rm} = 2\left(c + \frac{s}{10}\right) + k_2 k_3 \frac{\Phi}{\rho_r}$$

$$- \epsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \left[1 - \beta_1 \beta_2 \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right] \quad \text{i cui simboli sono chiariti nel prospetto che segue.}$$

In particolare:

σ_s è la tensione nell'acciaio calcolata nella sezione fessurata per la combinazione di azioni considerata, in corrispondenza del livello baricentrico dell'armatura all'interno dell'area efficace;

σ_{sr} è la tensione nell'acciaio calcolata nella sezione fessurata per la sollecitazione corrispondente al raggiungimento della resistenza a trazione f_{ctm} nella fibra di cls più sollecitata in sezione interamente reagente, in corrispondenza del livello baricentrico dell'armatura all'interno dell'area efficace.

Per quanto concerne il calcolo di σ_{sr} si procede così:

- si determina il momento di inerzia I della sezione (prescindendo dall'armatura) nel piano di sollecitazione considerato, considerando la sezione interamente reagente (I° stadio);
- ricordo ora che la tensione nella generica fibra di cls più esterna (ossia più sollecitata) è data da:

$$\sigma_c = \frac{M}{I} y_{max} \quad \text{con} \quad y_{max} = \text{massima distanza della fibra di cls dall'asse baricentrico della sezione};$$

- per la definizione di σ_{sr} , deve essere M la sollecitazione corrispondente al raggiungimento della f_{ctm} nella fibra di cls più sollecitata in sezione interamente reagente, per cui

$$M = \frac{I}{y_{max}} f_{ctm}$$

- da cui σ_{sr} è la tensione calcolata nella sezione fessurata (ossia con cls non reagente a trazione : II° stadio)

Di seguito, per combinazioni quasi permanenti si intendono le **FI e FIII**, mentre per combinazione rara si intende la FII.

10.3 I muri andatori

Per la valutazione delle sollecitazioni sui muri andatori si considera una piastra di dimensioni 9.30 m x 7.10 m incastrata su due lati. I muri andatori hanno dimensioni in pianta di 1,00 x 9,30 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.

10.3.1.1 Calcolo delle pressioni

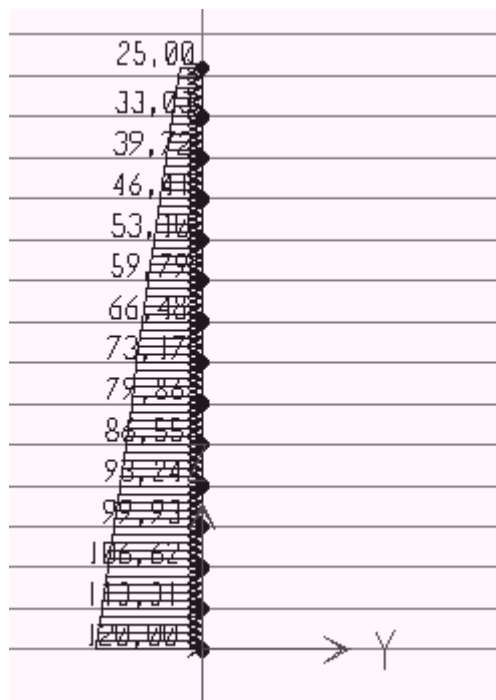
Carichi non sismici S.L.U.

Muro di risvolto											
Carichi costanti											
	γ	Spess.	h	L	Reazione	coeff.	coeff.	q	qtot (kN/mq)	γ_s	Taglio
sp. Permanenti			1,00	1,00		0,490		12,50	6,13	1	43,488
sp.Treno di carico			1,00	1,00		0,490		0,00	0,00	1	
incr. Sp. Terra	18		7,10	1,00		0,172			21,98	1	78,03
incr. Sp. Perm.			1,00	1,00		0,172		12,50	2,15	1	15,27
incr. sp.Treno di carico			1,00	1,00		0,172		0,00	0,00	1	
inerzia muro	25	1,00	7,10	1,00		0,350			8,75	1	62,125
Subtotale									39,01		
Carichi triangolari											
								n (kN/mq)			
Spinta Terra	18		7,1			0,490			62,62	1	222,31
Totale									79,65		421,22

Carichi sismici S.L.U.

Muro di risvolto									
Carichi costanti									
	γ	Spess.	h	L	coeff.	q	qtot (kN/mq)	γ_s	Taglio
sp. Permanenti		7,1	1,00	1,00	0,490	12,50	9,19	1,5	65,23
sp.Treno di carico		7,1	1,00	1,00	0,490	19,10	14,04	1,5	99,67
subtotale							23,23		
Carichi triangolari									
							n (kN/mq)		
Spinta Terra	18		7,1		0,490		93,93	1,5	333,46
Totale							117,16		498,37

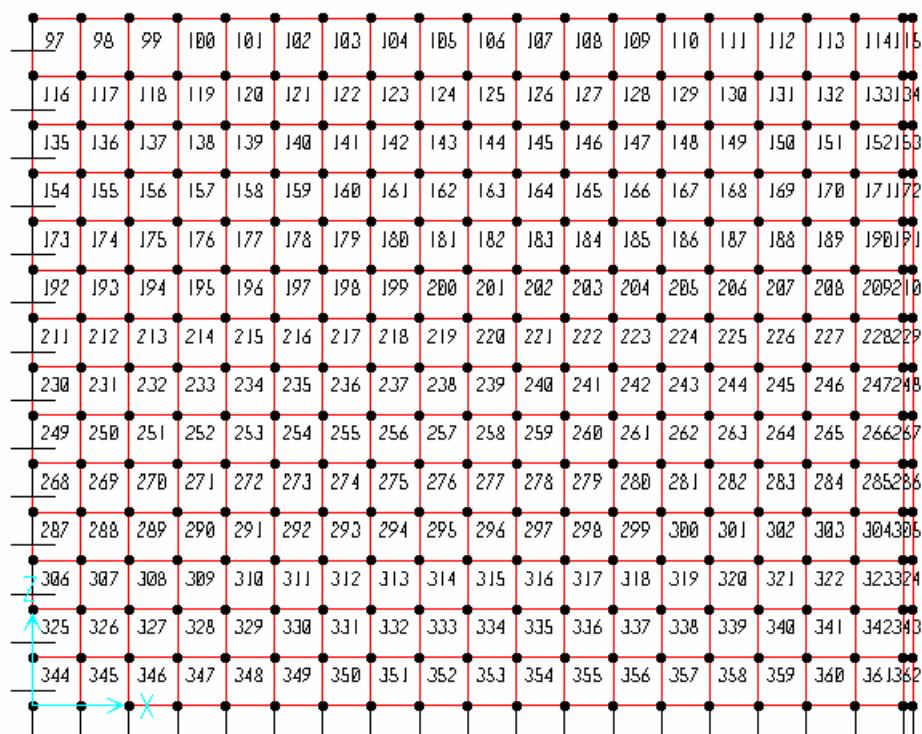
Le verifiche agli S.L.U. vengono svolte tramite un modello agli elementi finiti, il carico è stato discretizzato con pressioni costanti per ogni schell, crescenti in direzione verticale e costanti in direzione orizzontale.



Andamento delle pressioni (carico sismico)



Andamento delle pressioni (carico non sismico)



Mesh di calcolo, con elementi shell



Pianta con i nodi di riferimento

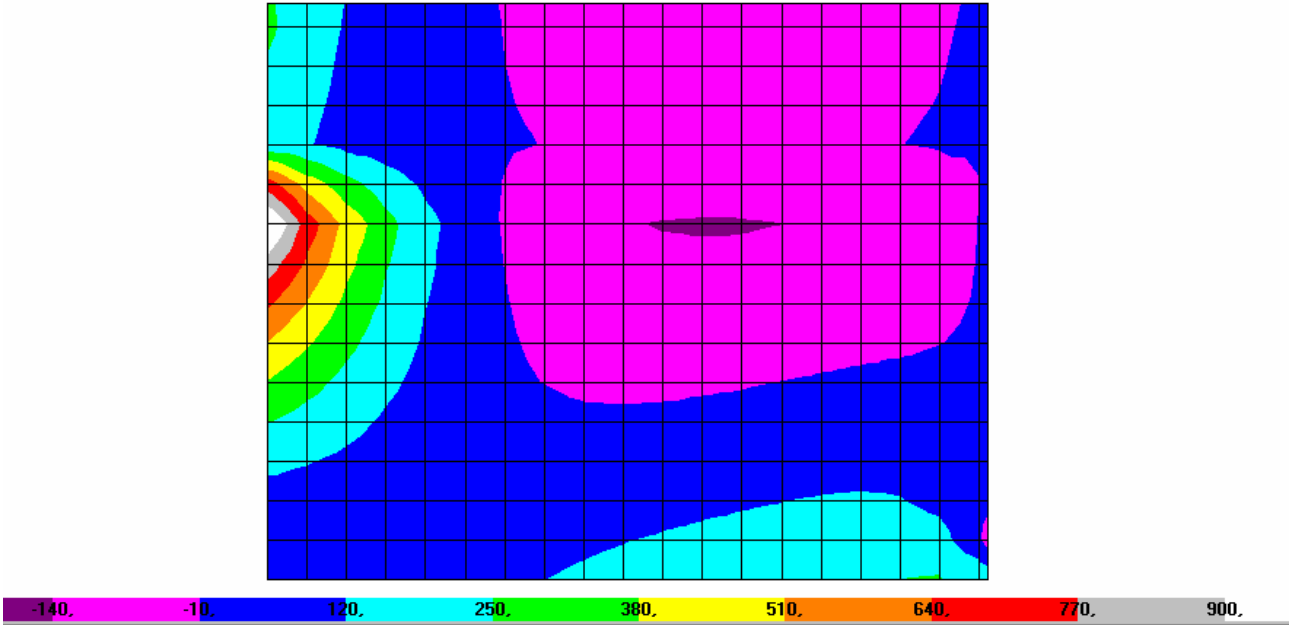


Diagramma dei Momenti in direzione orizzontale sulla zattera

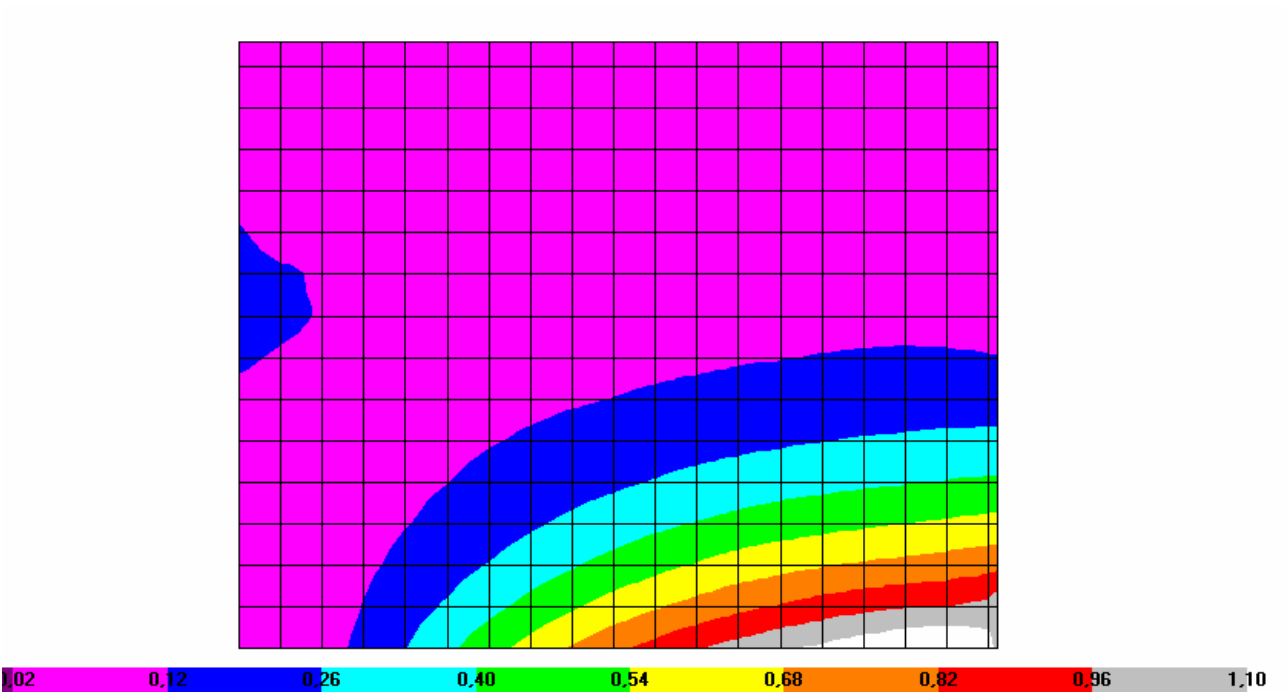


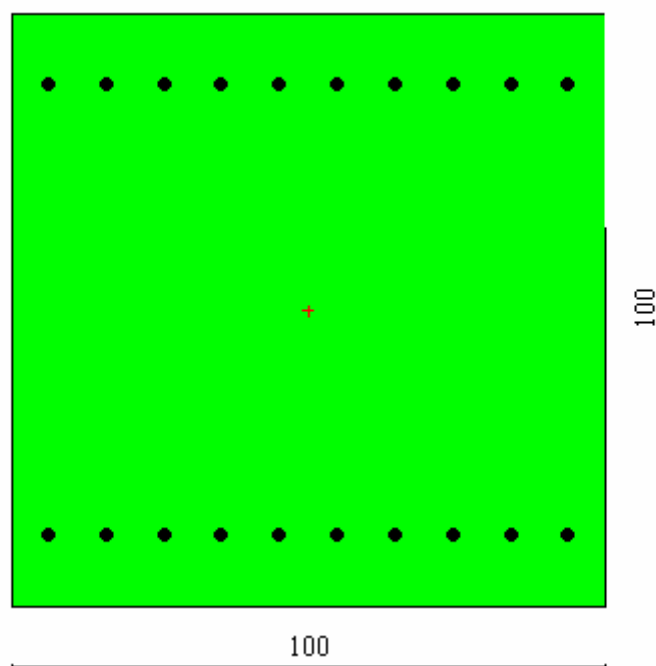
Diagramma dei Momenti in direzione verticale sulla zattera

10.3.2 La parte inferiore

Verifica a presso flessione

direzione verticale

N	=	150 kN
M	=	1100 kNm
T	=	500 kN



Sollecitazioni			
Sforzo Normale [kN]	150,0000	☒ Applicato nel baricentro	
Eccentricità Y [cm]	0,00	Eccentricità X [cm]	0,00
Momento My [kNm]	1100,0000	Taglio Ty [kN]	500
Momento Mx [kNm]	0,0000	Taglio Tx [kN]	0,0000
Momento Y [kNm] 1100,000		Momento X [kNm] 0,000	

Caratteristiche sezione

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

Risultati Analisi

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

Asse neutro

Xc = 26,866 cm
 Equazione: $-100,000 y + 2313,402 = 0$
 Intersezioni (100,00 ; 73,13) (0,00 ; 73,13)
 Inclinazione 0,00 °

Risultati Analisi

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

Tensione di compressione massima nel cls	8,588 MPa
Tensione di trazione massima nel ferro	-293,144 MPa
Tensione di compressione massima nel ferro	71,284 MPa
Tensione tangenziale asse neutro	0,667 MPa

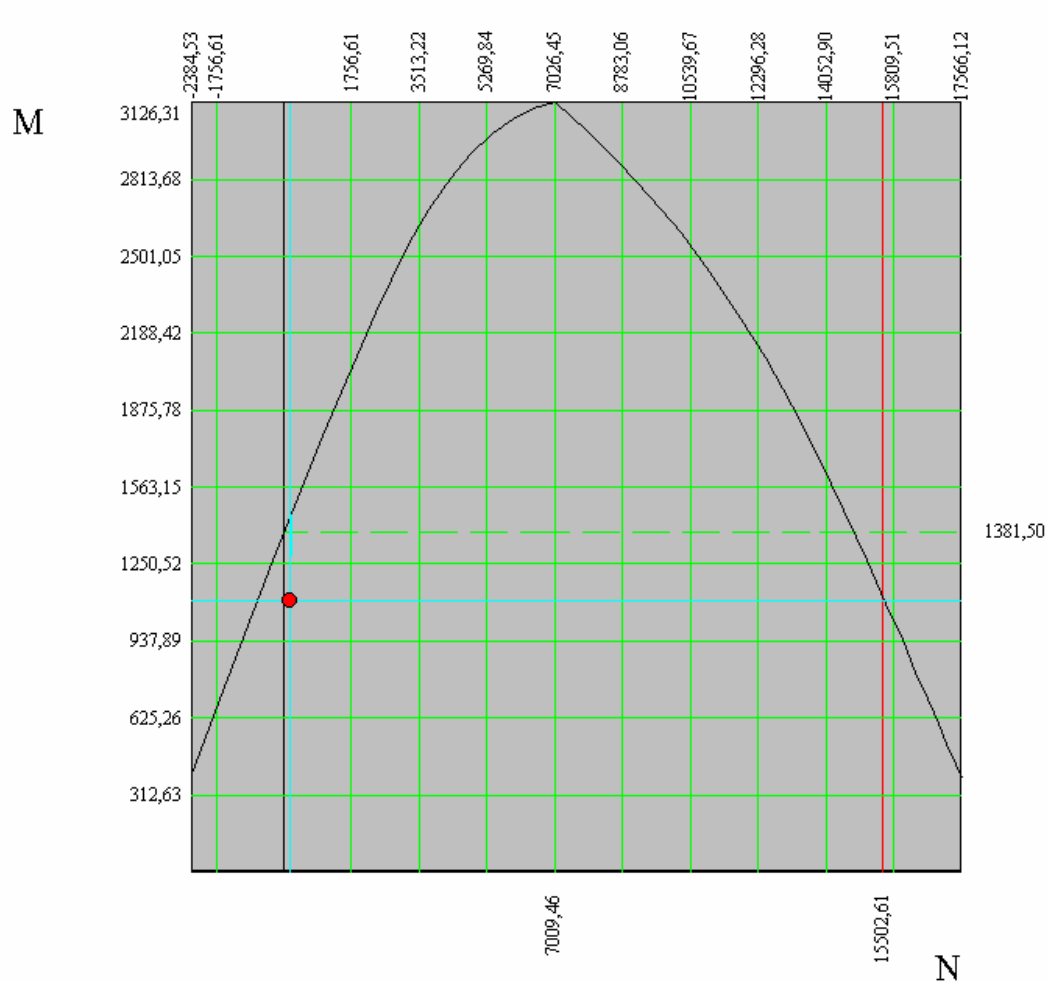
Risultanti e punti di applicazione

Cls compresso	1153,6702 kN	50,00 cm	91,04 cm
Armature compresse	322,4805 kN	50,00 cm	88,00 cm
Compressione	1476,1507 kN	50,00 cm	90,38 cm
Armature in trazione	1326,1507 kN	50,00 cm	12,00 cm
Trazione	1326,1507 kN	50,00 cm	12,00 cm

Risultati Analisi	
Asse neutro	Risultanti e tensioni
Caratteristiche meccaniche	Stato limite
Area sezione calcestruzzo reagente	2686,60 cmq
Area dei ferri omogeneizzata	1357,17 cmq
Area sezione omogeneizzata	4043,77 cmq
Momenti di inerzia e baricentro geometrico	
$X_g = 50,00 \text{ cm}$ $Y_g = 50,00 \text{ cm}$	
Inerzia sezione cls reagente	$I_{cx} = 2238831,66 \text{ cm}^4$ $I_{cy} = 3753968,94 \text{ cm}^4$
Inerzia dei ferri omogeneizzata	$I_{fx} = 1060744,43 \text{ cm}^4$ $I_{fy} = 1959750,63 \text{ cm}^4$
Inerzia sezione omogeneizzata	$I_{tx} = 3299576,09 \text{ cm}^4$ $I_{ty} = 5713719,57 \text{ cm}^4$

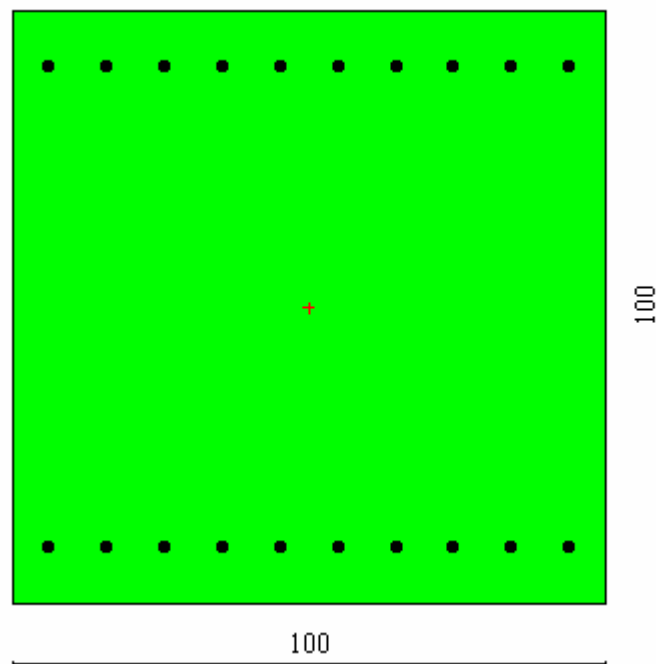
Risultati Analisi	
Asse neutro	Risultanti e tensioni
Caratteristiche meccaniche	Stato limite
Sollecitazioni ultime	$N = 198,9262 \text{ [kN]}$ $M = 1458,7920 \text{ [kNm]}$
Sollecitazioni esercizio	$N = 150,0000 \text{ [kN]}$ $M = 1100,0000 \text{ [kNm]}$
Coefficiente di sicurezza	1,326
Momento ultimo max	$3126,3075 \text{ [kNm]}$ per $N = 7009,4602 \text{ [kN]}$

Dominio di resistenza



direzione orizzontale

M = 900 kNm
T = 500 kN



Sollecitazioni			
Sforzo Normale [kN]	0,0000	☒ Applicato nel baricentro	
Eccentricità Y [cm]	0,00	Eccentricità X [cm]	0,00
Momento My [kNm]	900,0000	Taglio Ty [kN]	525,0000
Momento Mx [kNm]	0,0000	Taglio Tx [kN]	0,0000
Momento Y [kNm]	900,000	Momento X [kNm]	0,000

Caratteristiche sezione	
Area [cmq] = 10000,00	XG [cm] = 50,00
Ix [cm^4] = 8333333,3	YG[cm] = 50,00
Iy [cm^4] = 8333333,3	
Ixy [cm^4] = 0,0	
Nr.tondini = 20	
Af [cmq] = 62,83(0,63%)	

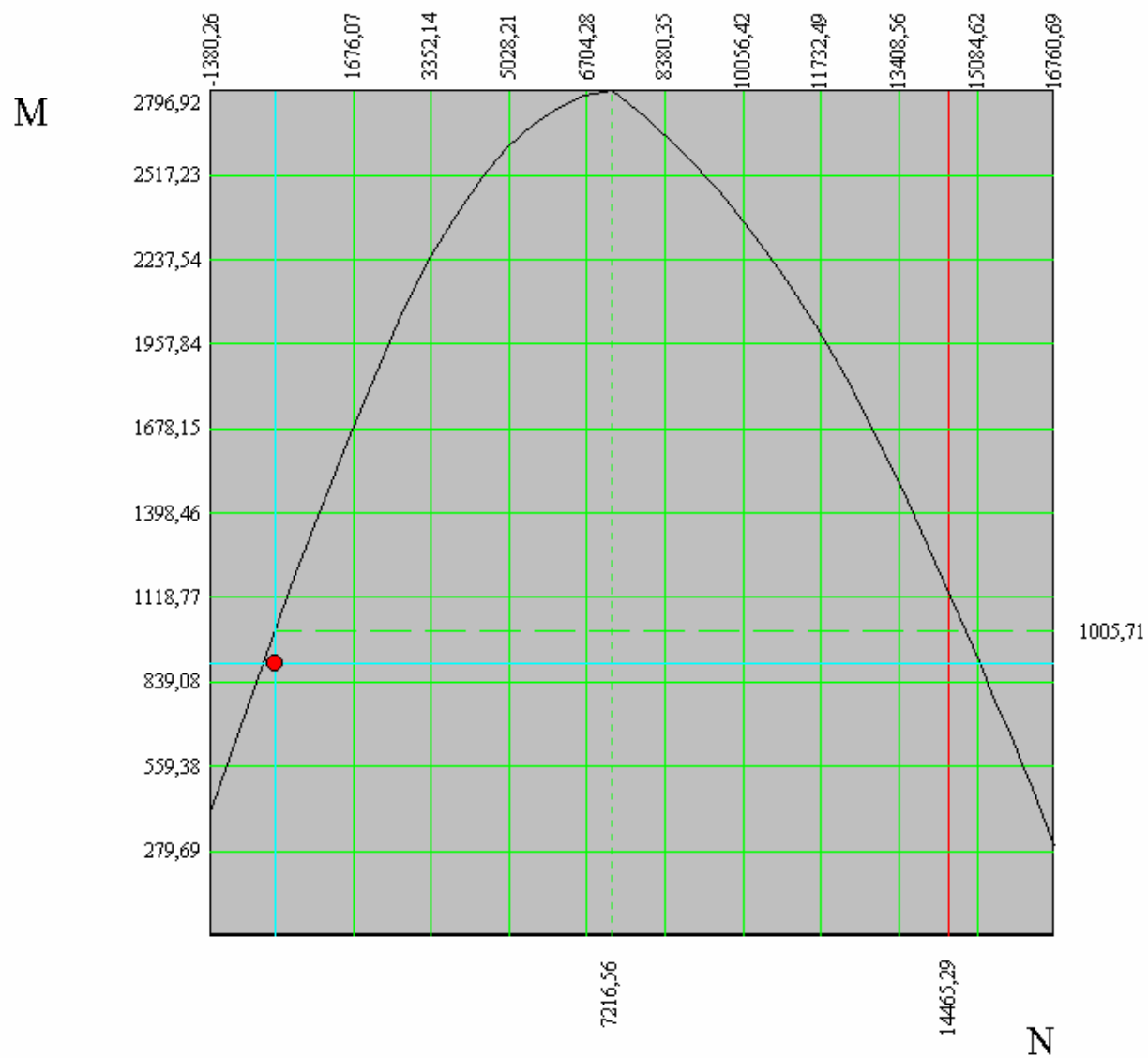
Risultati Analisi	
Asse neutro	Risultanti e tensioni
Asse neutro	
Xc =	22,689 cm
Equazione:	$0,000 \cdot x - 100,000 \cdot y + 2731,085 = 0$
Intersezioni	(100,00 ; 77,31) (0,00 ; 77,31)
Inclinazione	0,00 °

Risultati Analisi	
Asse neutro	Risultanti e tensioni
Tensione di compressione massima nel cls	
	7,718 MPa
Tensione di trazione massima nel ferro	
	-346,502 MPa
Tensione di compressione massima nel ferro	
	67,805 MPa
Tensione tangenziale asse neutro	
	0,635 MPa
Risultanti e punti di applicazione	
Cls compresso	875,5507 kN 50,00 cm 92,44 cm
Armature compresse	213,0165 kN 50,00 cm 90,60 cm
Compressione	1088,5672 kN 50,00 cm 92,08 cm
Armature in trazione	1088,5672 kN 50,00 cm 9,40 cm
Trazione	1088,5672 kN 50,00 cm 9,40 cm

Risultati Analisi	
Asse neutro	Risultanti e tensioni
Area sezione calcestruzzo reagente	
	2268,91 cmq
Area dei ferri omogeneizzata	
	942,48 cmq
Area sezione omogeneizzata	
	3211,39 cmq
Momenti di inerzia e baricentro geometrico	
Xg = 50,00 cm Yg = 50,00 cm	
Inerzia sezione cls reagente	
	Icx = 1890762,35 cm ⁴
	Icy = 3487643,67 cm ⁴
Inerzia dei ferri omogeneizzata	
	Ifx = 743370,64 cm ⁴
	Ify = 1553542,70 cm ⁴
Inerzia sezione omogeneizzata	
	Itx = 2634132,98 cm ⁴
	Ity = 5041186,37 cm ⁴

Risultati Analisi		
Asse neutro	Risultanti e tensioni	Caratteristiche meccaniche
Stato limite		
Sollecitazioni ultime	N = 0,0000 [kN]	M = 1005,7105 [kNm]
Sollecitazioni esercizio	N = 0,0000 [kN]	M = 900,0000 [kNm]
Coefficiente di sicurezza	1,117	
Momento ultimo max	2796,9209 [kNm]	per N = 7216,5579 [kN]

Dominio di resistenza



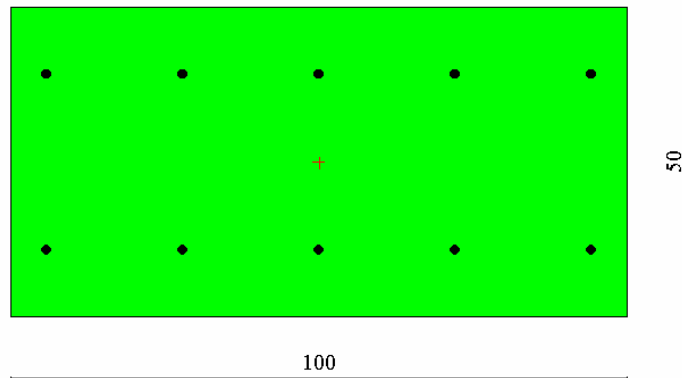
10.3.3 La parte superiore del muro

La sezione di verifica ha H=50 cm

B=100cm

direzione verticale

N = 28 kN
M = 140 kNm
Sisma T = 110 kN



Sollecitazioni			
Sforzo Normale [kN]	28,0000	☒ Applicato nel baricentro	
Eccentricità Y [cm]	0,00	Eccentricità X [cm]	0,00
Momento My [kNm]	140,0000	Taglio Ty [kN]	110,0000
Momento Mx [kNm]	0,0000	Taglio Tx [kN]	0,0000
Momento Y [kNm] 140,000		Momento X [kNm] 0,000	

Caratteristiche sezione	
Area [cmq] = 5000,00	XG [cm] = 50,00
Ix [cm^4] = 4166666,7	YG[cm] = 25,00
Iy [cm^4] = 1041666,7	
Ixy [cm^4] = 0,0	
Nr.tondini = 10	
Af [cmq] = 20,11(0,40%)	

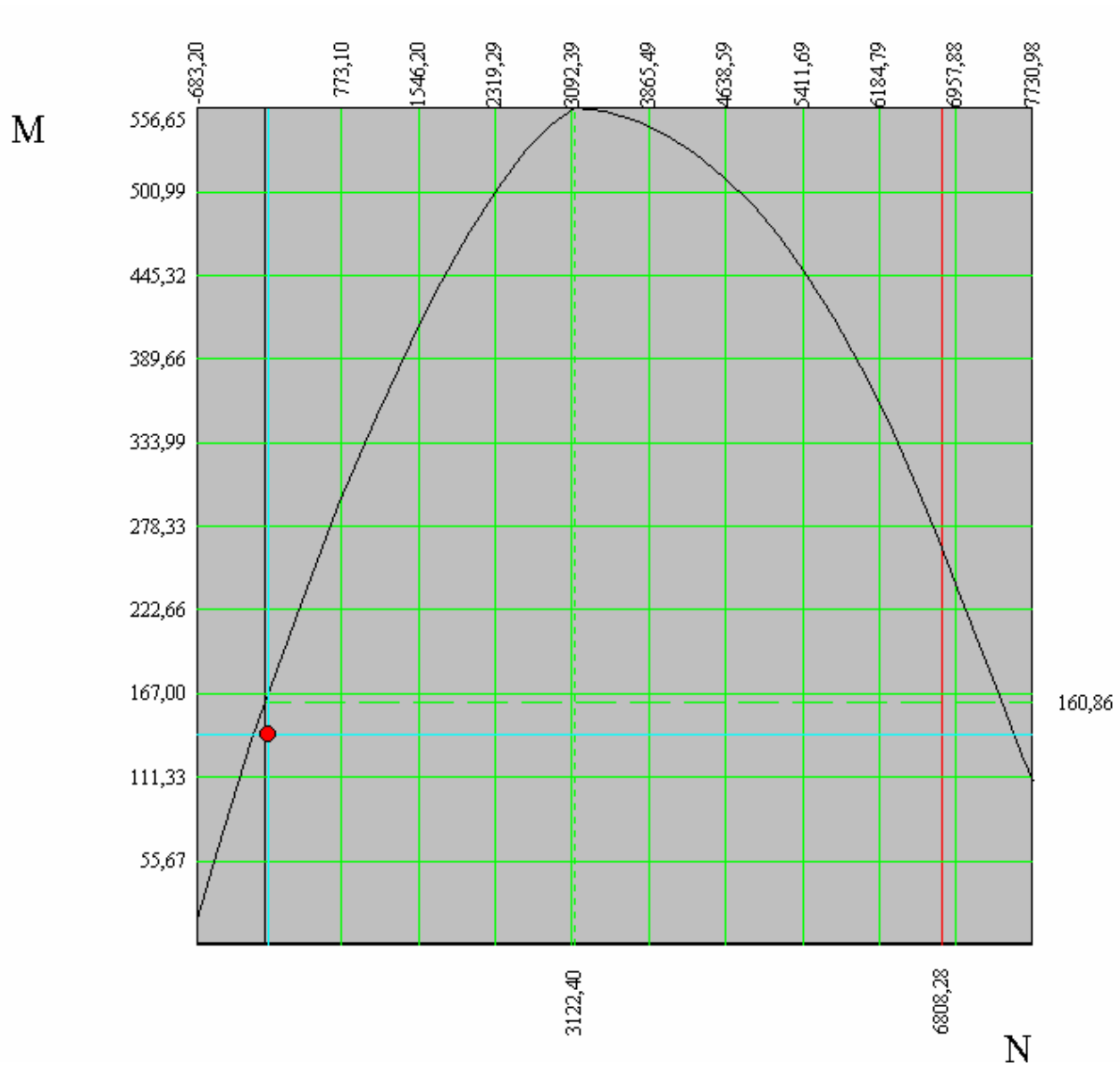
Risultati Analisi	
Asse neutro	Risultanti e tensioni
Asse neutro	
Xc =	9,890 cm
Equazione:	$0,000 x - 100,000 y + 1510,970 = 0$
Intersezioni	(100,00 ; 40,11) (0,00 ; 40,11)
Inclinazione	0,00 °

Risultati Analisi	
Asse neutro	Risultanti e tensioni
Tensione di compressione massima nel cls	
	8,293 MPa
Tensione di trazione massima nel ferro	
	-368,650 MPa
Tensione di trazione minima nel cls	
	-11,442 MPa
Tensione tangenziale asse neutro	
	0,315 MPa
Risultanti e punti di applicazione	
Cls compresso	410,1101 kN 50,00 cm 46,70 cm
Armature compresse	0,0000 kN 0,00 cm 0,00 cm
Compressione	410,1101 kN 50,00 cm 46,70 cm
Armature in trazione	382,1101 kN 50,00 cm 11,65 cm
Trazione	382,1101 kN 50,00 cm 11,65 cm

Risultati Analisi	
Asse neutro	Risultanti e tensioni
Area sezione calcestruzzo reagente	
	989,03 cmq
Area dei ferri omogeneizzata	
	301,59 cmq
Area sezione omogeneizzata	
	1290,62 cmq
Momenti di inerzia e baricentro geometrico	
Xg = 50,00 cm Yg = 25,00 cm	
Inerzia sezione cls reagente	Icx = 824191,64 cm ⁴
	Icy = 405846,98 cm ⁴
Inerzia dei ferri omogeneizzata	Ifx = 294601,97 cm ⁴
	Ify = 60813,19 cm ⁴
Inerzia sezione omogeneizzata	Itx = 1118793,61 cm ⁴
	Itly = 466660,17 cm ⁴

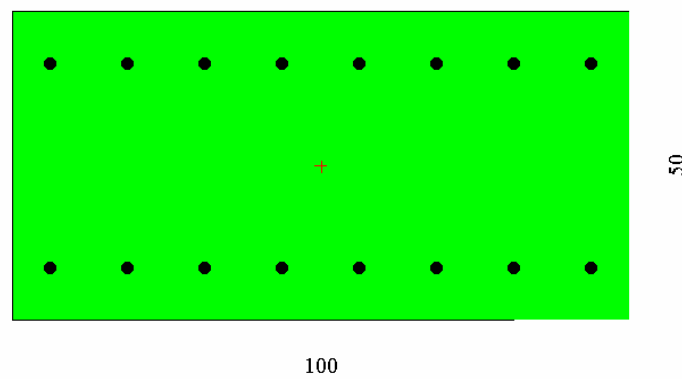
Risultati Analisi	
Asse neutro	Risultanti e tensioni
Sollecitazioni ultime	
	N = 33,4259 [kN] M = 167,1297 [kNm]
Sollecitazioni esercizio	
	N = 28,0000 [kN] M = 140,0000 [kNm]
Coefficiente di sicurezza	
	1,194
Momento ultimo max	
	556,6507 [kNm] per N = 3122,3959 [kN]

Dominio di resistenza



direzione orizzontale

M = 320 kNm
T = 110 kN



Sollecitazioni			
Sforzo Normale [kN]	0,0000	☒ Applicato nel baricentro	
Eccentricità Y [cm]	0,00	Eccentricità X [cm]	0,00
Momento My [kNm]	320,0000	Taglio Ty [kN]	110,0000
Momento Mx [kNm]	0,0000	Taglio Tx [kN]	0,0000
Momento Y [kNm]	320,000	Momento X [kNm]	0,000

Caratteristiche sezione	
Area [cmq] = 5000,00	XG [cm] = 50,00
Ix [cm^4] = 4166666,7	YG[cm] = 25,00
Iy [cm^4] = 1041666,7	
Ixy [cm^4] = 0,0	
Nr.tondini = 16	
Af [cmq] = 50,27(1,01%)	

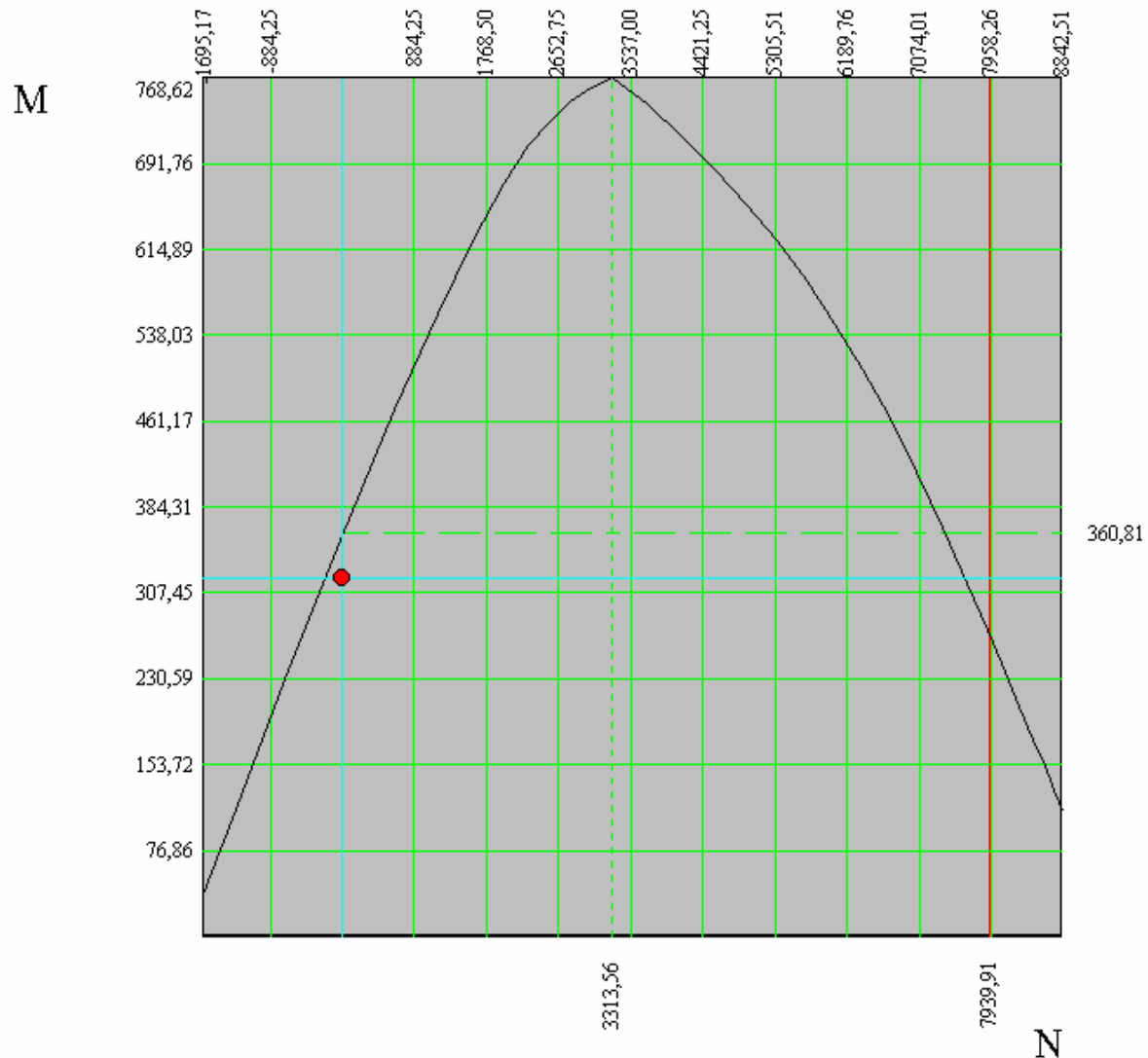
Risultati Analisi	
Asse neutro	Risultanti e tensioni
Caratteristiche meccaniche	
Stato limite	
Asse neutro	
Xc =	13,289 cm
Equazione:	0,000 x-100,000 y+1171,100 = 0
Intersezioni	(100,00 ; 36,71) (0,00 ; 36,71)
Inclinazione	0,00 °

Risultati Analisi			
Asse neutro	Risultanti e tensioni	Caratteristiche meccaniche	Stato limite
Tensione di compressione massima nel cls		10,921 MPa	
Tensione di trazione massima nel ferro		-348,979 MPa	
Tensione di compressione massima nel ferro		60,265 MPa	
Tensione tangenziale asse neutro		0,301 MPa	
Risultanti e punti di applicazione			
Clc compresso	725,6177 kN	50,00 cm	45,57 cm
Armature compresse	151,4623 kN	50,00 cm	41,60 cm
Compressione	877,0800 kN	50,00 cm	44,88 cm
Armature in trazione	877,0800 kN	50,00 cm	8,40 cm
Trazione	877,0800 kN	50,00 cm	8,40 cm

Risultati Analisi			
Asse neutro	Risultanti e tensioni	Caratteristiche meccaniche	Stato limite
Area sezione calcestruzzo reagente		1328,90 cmq	
Area dei ferri omogeneizzata		753,98 cmq	
Area sezione omogeneizzata		2082,88 cmq	
Momenti di inerzia e baricentro geometrico			
$X_g = 50,00 \text{ cm}$ $Y_g = 25,00 \text{ cm}$			
Inerzia sezione cls reagente		$I_{cx} = 1107417,06 \text{ cm}^4$	
		$I_{cy} = 467295,58 \text{ cm}^4$	
Inerzia dei ferri omogeneizzata		$I_{fx} = 619915,58 \text{ cm}^4$	
		$I_{fy} = 207767,35 \text{ cm}^4$	
Inerzia sezione omogeneizzata		$I_{tx} = 1727332,64 \text{ cm}^4$	
		$I_{ty} = 675062,92 \text{ cm}^4$	

Risultati Analisi			
Asse neutro	Risultanti e tensioni	Caratteristiche meccaniche	Stato limite
Sollecitazioni ultime		N = 0,0000 [kN]	M = 360,8105 [kNm]
Sollecitazioni esercizio		N = 0,0000 [kN]	M = 320,0000 [kNm]
Coefficiente di sicurezza		1,128	
Momento ultimo max		768,6178 [kNm]	per N = 3313,5630 [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.

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

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

11 Analisi pesi propri strutturali e sovraccarichi permanenti

11.1 *Pesi propri strutturali (g_1)*

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

11.2 *Sovraccarichi permanenti portati (g_2)*

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

12 Analisi dei sovraccarichi di esercizio

12.1 *Carichi mobili (q_1)*

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

12.2 *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 Φ :

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

12.3 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.

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

12.4 Azione trasversale centrifuga (q_4).

Ragionando con un raggio di curvatura $R=60\text{m}$ risulta un carico $F_t=0.0925\text{kN/m}$, trascurabile.

12.5 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 .

12.6 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).

$$W_{impalcato} = 7292 \times 1 = 7292 \text{ kN}$$

$$M_{impalcato} = 794 \frac{\text{kN}}{\text{m/s}^2}$$

$$H_{pila} = 1,2 + 5 + 3,05 = 9,25 \text{ m}$$

$$W_{pila} = 758 + 385 = 1143 \text{ kN}$$

$$M_{impalcato} = 117 \frac{\text{kN}}{\text{m/s}^2}$$

$$M_{totale} = 794 + 117 = 911 \frac{\text{kN}}{\text{m/s}^2}$$

$$K_{long.} = \frac{3EI_{long.}}{l^3} = \frac{3 \times 33722000 \times 1,18}{9,25^3} = 150.832 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$T_{long.} = 2\pi \sqrt{\frac{911}{150.832}} = 0,49 \text{ s}$$

$$K_{trasv.} = \frac{3EI_{trasv.}}{l^3} = \frac{3 \times 33722000 \times 12,98}{9,25^3} = 1.659.144 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$T_{trasv.} = 2\pi \sqrt{\frac{911}{1.659.144}} = 0,15 \text{ s}$$

$$S_d(T) = 0,35 \text{ g} \times 1 \times \frac{2,5}{3,5} \left(\frac{0,4}{0,49} \right) = 0,21 \text{ g}$$

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

12.7 Azione longitudinale attritiva (q_7).

Si è assunto:

l'attrito dei vincoli pari al 8% dei carichi permanenti .

12.8 Analisi della pila mobile P2

Per l'analisi della pila mobile 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.

Nelle seguenti immagini si riporta la carpenteria della pila mobile di maggiore altezza.

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 vari elementi.

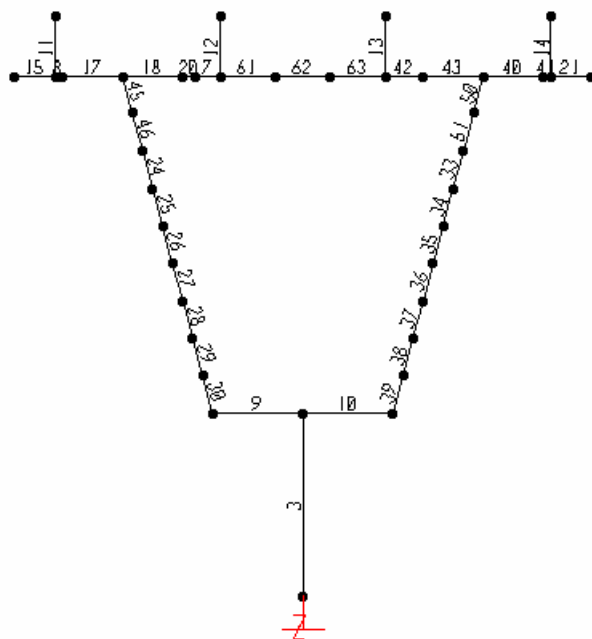


Figura 6-Numerazione delle aste.

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

Azioni verticali al piano appoggi	Rv1	Rv2	Rv3	Rv4
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

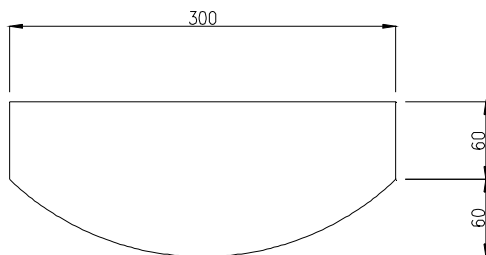
Azioni trassv. al piano appoggi	Hr1	Hr2	Hr3	Hr4
Vento	0	187.5	187.5	0

SismaX (azione dall'impalcato)=892 KN

Si riportano di seguito le combinazioni di carico considerate.

[illegible]

12.8.1 Verifica pulvino

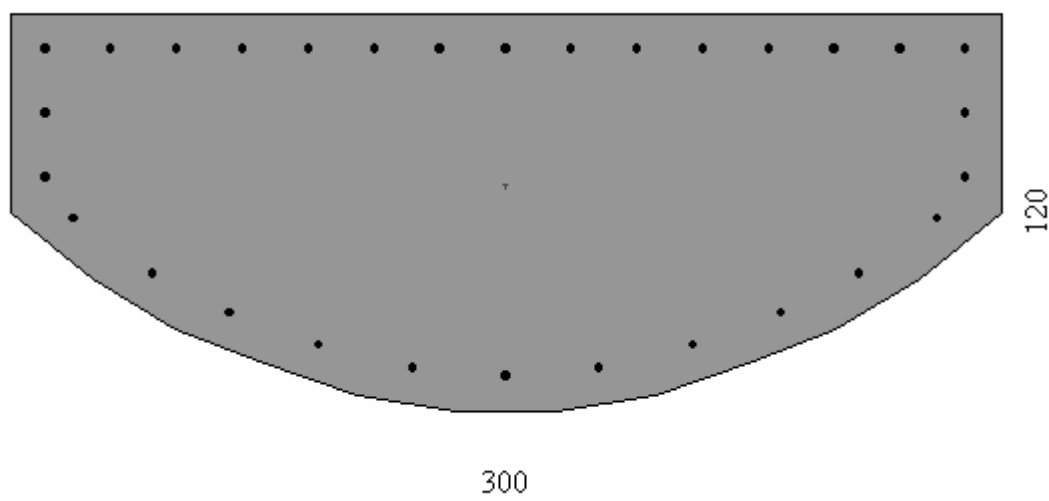


A (mq)	K _{torsionale}	J _x (m ⁴)	J _y (m ⁴)	A _{taglio y} (mq)	A _{taglio x} (mq)
3,032	1,069	1,925	0,299	3,032	3,032

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

N trazione	=	203 kN
My	=	-2419,39 kNm
Mx	=	0
Tx	=	-2947,35 kN
Sismay Ty	=	30 kN

Si riporta di seguito la verifica corrispondente.



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

Sollecitazioni			
Sforzo Normale [kN]	-203,0000	☒ Applicato nel baricentro	
Eccentricità Y [cm]	0,00	Eccentricità X [cm]	0,00
Momento My [kNm]	-2420,0000	Taglio Ty [kN]	30,0000
Momento Mx [kNm]	0,0000	Taglio Tx [kN]	2950,0000
Momento Y [kNm]	-2420,000	Momento X [kNm]	0,000
 Accetta Annulla Help			

Asse neutro	
Xc =	37,055 cm
Equazione:	0,000 x-240,183 y -7492,928 = 0
Intersezioni	(270,09 ; 37,06) (29,91 ; 37,06)
Inclinazione	0,00 °

Tensione di compressione massima nel cls	10,225 MPa
Tensione di trazione massima nel ferro	-299,457 MPa
Tensione di compressione massima nel ferro	109,505 MPa
Tensione tangenziale asse neutro	0,014 MPa

Risultanti e punti di applicazione			
Cls compresso	2404,7355 kN	150,00 cm	15,90 cm
Armature compresse	270,4851 kN	150,00 cm	16,39 cm
Compressione	2675,2206 kN	150,00 cm	15,95 cm
Armature in trazione	2878,2206 kN	150,00 cm	103,72 cm
Trazione	2878,2206 kN	150,00 cm	103,72 cm

Area sezione calcestruzzo reagente	5903,22 cmq
Area dei ferri omogeneizzata	2389,18 cmq
Area sezione omogeneizzata	8292,40 cmq

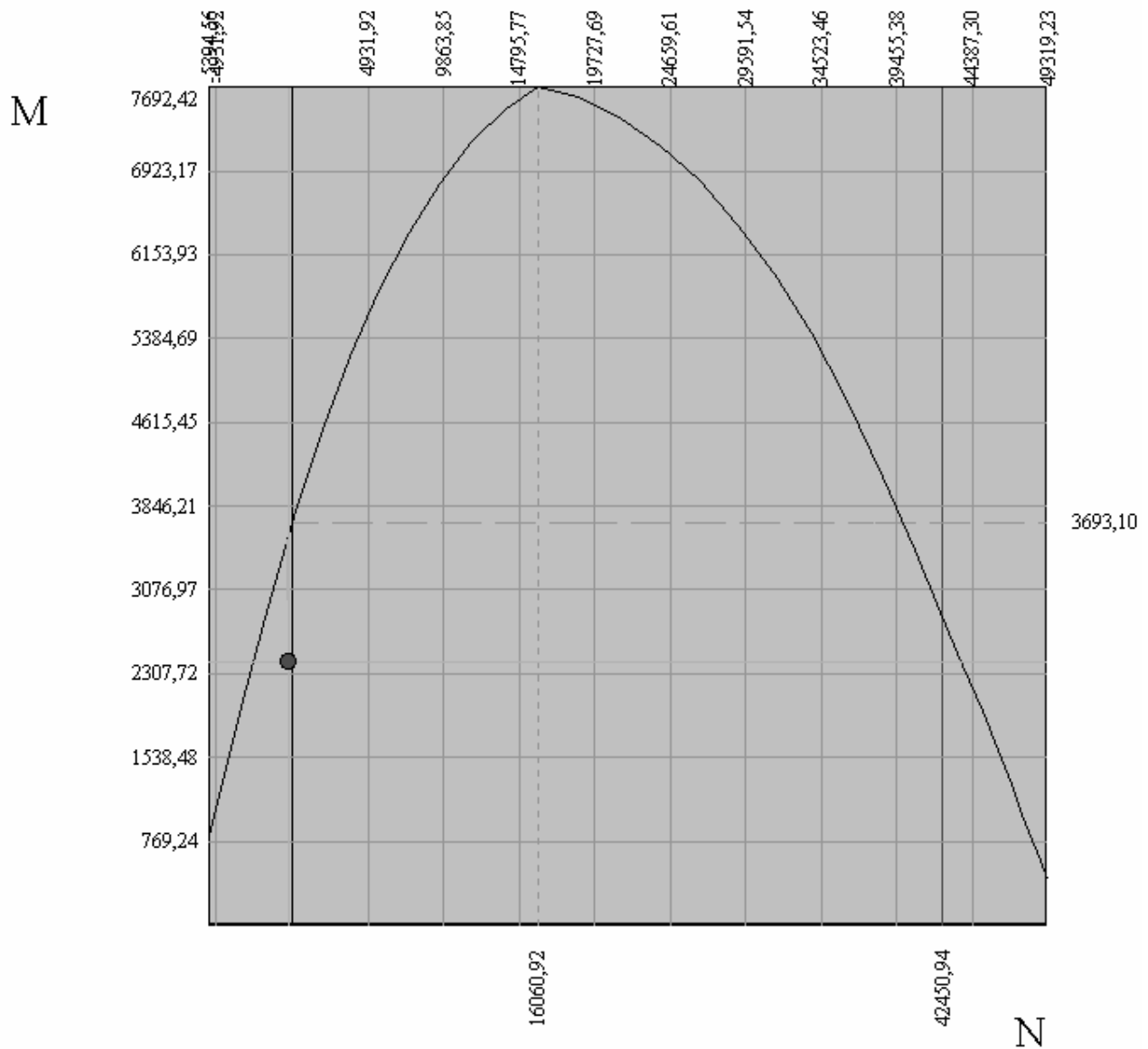
Momenti di inerzia e baricentro geometrico

$X_g = 150,00 \text{ cm}$ $Y_g = 68,25 \text{ cm}$

Inerzia sezione cls reagente	$I_{cx} = 16999275,02 \text{ cm}^4$
	$I_{cy} = 13025921,85 \text{ cm}^4$
Inerzia dei ferri omogeneizzata	$I_{fx} = 21337629,57 \text{ cm}^4$
	$I_{fy} = 3584626,96 \text{ cm}^4$
Inerzia sezione omogeneizzata	$I_{tx} = 38336904,59 \text{ cm}^4$
	$I_{ty} = 16610548,82 \text{ cm}^4$

Sollecitazioni ultime	$N = -297,6384 \text{ [kN]}$	$M = 3548,2013 \text{ [kNm]}$
Sollecitazioni esercizio	$N = -203,0000 \text{ [kN]}$	$M = 2420,0000 \text{ [kNm]}$
Coefficiente di sicurezza	1,466	
Momento ultimo max	$7692,4162 \text{ [kNm]}$	per $N = 16060,9218 \text{ [kN]}$

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.

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

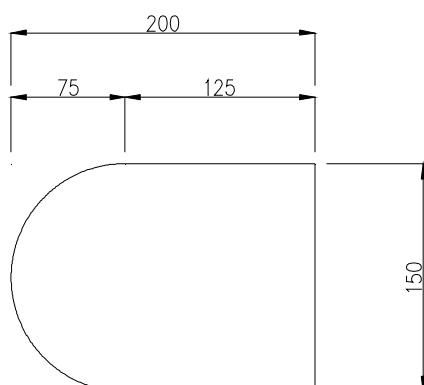
$$f_{ctk} = 0.7 \cdot 2.89 = 2.02 \text{ Mpa}$$

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 $V_{cd} > V_{sdu}$

12.8.2 Verifica braccia

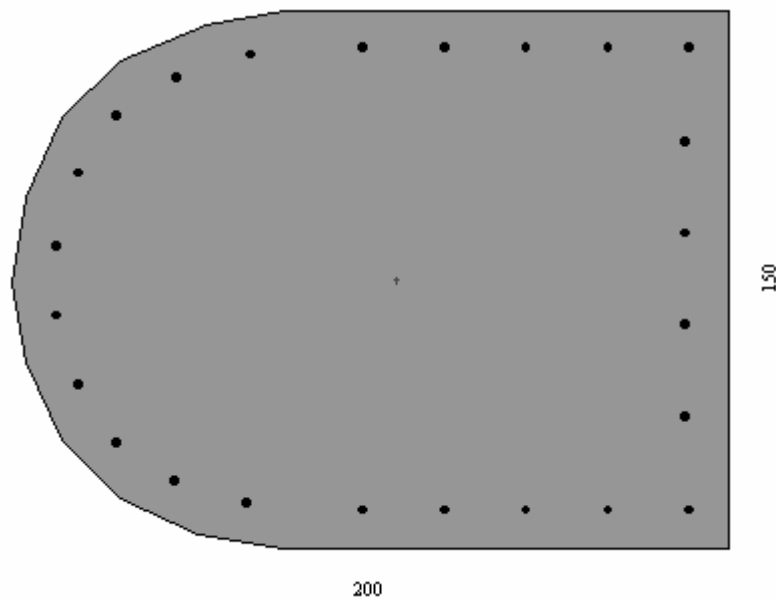


A (mq)	K _{torsionale}	J _x (m ⁴)	J _y (m ⁴)	A _{taglio y} (mq)	A _{taglio x} (mq)
2,759	0,687	0,8133	0,4758	2,759	2,759

La combinazione di carico più gravosa per le braccia risulta essere la Sisma X:

N _{compressione}	=	2546,35 kN
M _x	=	-3780 kNm
M _y	=	0
Sisma y T _x	=	112,7 kN
T _y	=	1560 kN

Si riporta di seguito la verifica corrispondente.



Caratteristiche sezione	
Area [cmq] = 27462,00	XG [cm] = 107,62
Ix [cm ⁴] = 80564288,8	YG [cm] = 74,96
Iy [cm ⁴] = 47199723,2	
Ixy [cm ⁴] = 58818,9	
Nr.tondini = 24	
Af [cmq] = 127,42(0,46%)	

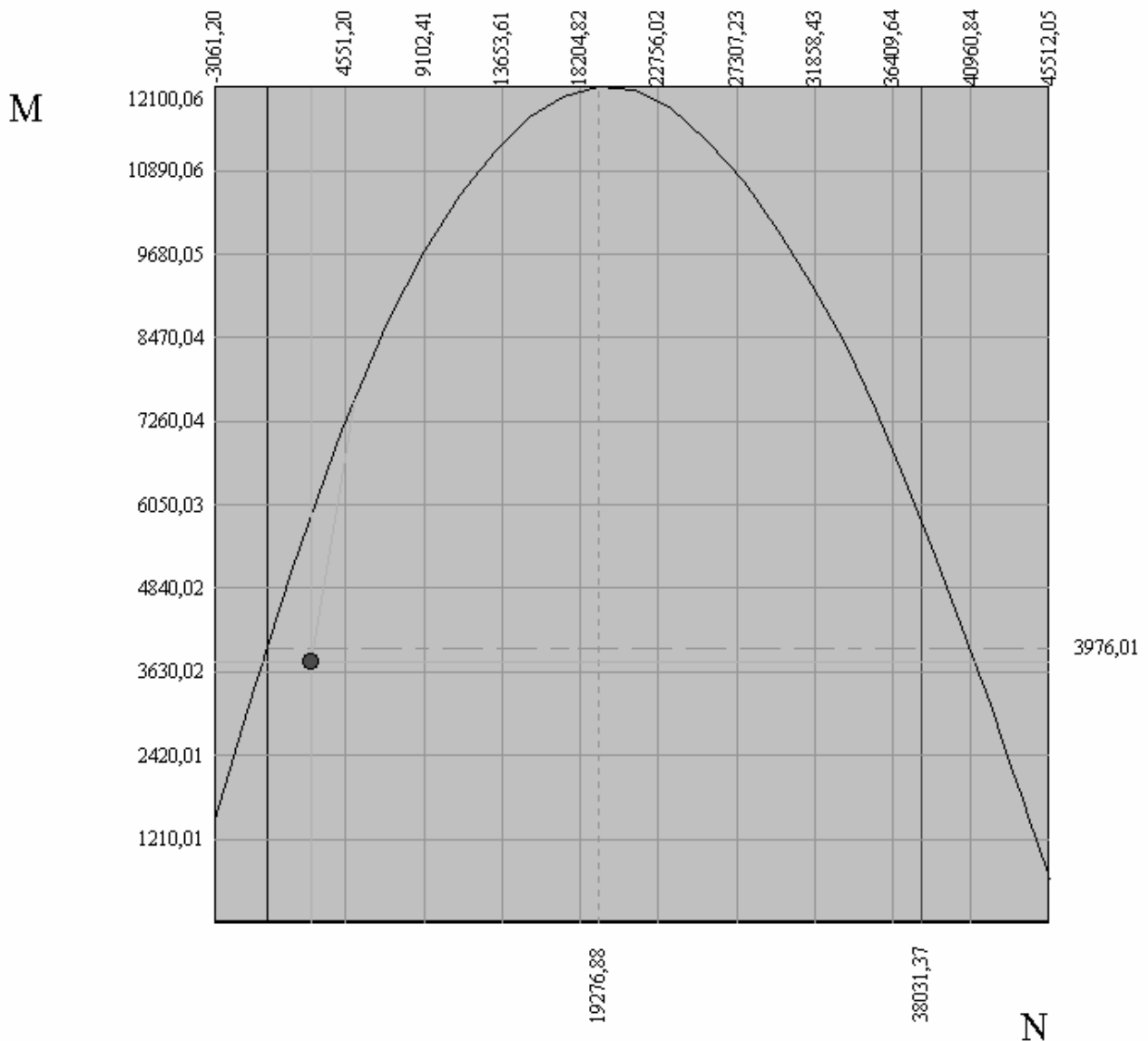
Sollecitazioni			
Sforzo Normale [kN]	2550,0000	☒ Applicato nel baricentro	
Eccentricità Y [cm]	0,00	Eccentricità X [cm]	0,00
Momento My [kNm]	0,0000	Taglio Ty [kN]	1560,0000
Momento Mx [kNm]	3780,0000	Taglio Tx [kN]	113,0000
Momento Y [kNm]	0,000	Momento X [kNm]	3780,000
Accetta Annulla Help			

Asse neutro	
Xc =	58,049 cm
Equazione:	150,000 x -0,175 y -5163,433 = 0
Intersezioni	(142,13 ; 150,00) (141,95 ; 0,00)
Inclinazione	89,93 °

Tensione di compressione massima nel cls	8,118 MPa
Tensione di trazione massima nel ferro	-271,848 MPa
Tensione di compressione massima nel ferro	99,504 MPa
Tensione tangenziale asse neutro	-0,049 MPa
Risultanti e punti di applicazione	
Cls compresso	3523,5187 kN 180,68 cm 74,92 cm
Armature compresse	369,0189 kN 184,84 cm 74,90 cm
Compressione	3892,5376 kN 181,07 cm 74,92 cm
Armature in trazione	1342,5376 kN 39,04 cm 74,84 cm
Trazione	1342,5376 kN 39,04 cm 74,84 cm

Area sezione calcestruzzo reagente	8694,21 cmq
Area dei ferri omogeneizzata	1911,34 cmq
Area sezione omogeneizzata	10605,56 cmq
Momenti di inerzia e baricentro geometrico	
$X_g = 107,62 \text{ cm}$ $Y_g = 74,96 \text{ cm}$	
Inerzia sezione cls reagente	$I_{cx} = 37384930,72 \text{ cm}^4$ $I_{cy} = 16301633,79 \text{ cm}^4$
Inerzia dei ferri omogeneizzata	$I_{fx} = 8489503,79 \text{ cm}^4$ $I_{fy} = 5173788,12 \text{ cm}^4$
Inerzia sezione omogeneizzata	$I_{tx} = 45874434,51 \text{ cm}^4$ $I_{ty} = 21475421,91 \text{ cm}^4$

Sollecitazioni ultime	$N = 5121,3788 \text{ [kN]}$	$M = 7591,6909 \text{ [kNm]}$
Sollecitazioni esercizio	$N = 2550,0000 \text{ [kN]}$	$M = 3780,0000 \text{ [kNm]}$
Coefficiente di sicurezza	2,008	
Momento ultimo max	12100,0614 [kNm] per $N = 19276,8790 \text{ [kN]}$	

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.

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

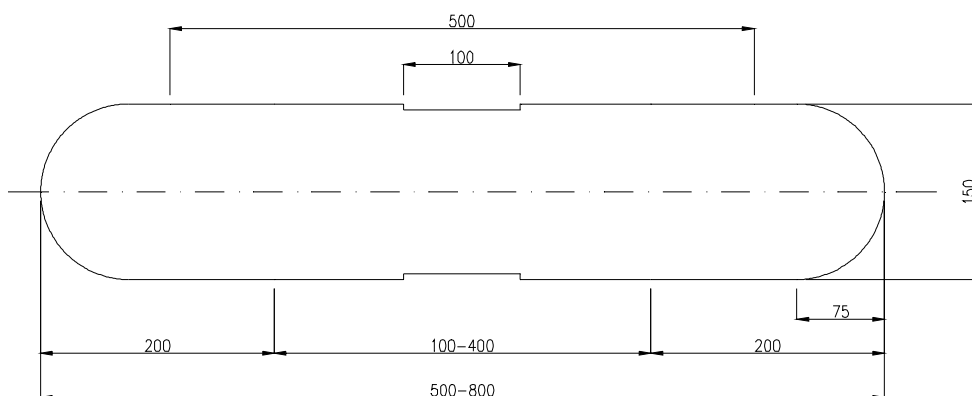
$$f_{ctk} = 0.7 \cdot 2.89 = 2.02 \text{ Mpa}$$

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 $V_{cd} > V_{sdu}$

12.8.3 Verifica fusto



A (mq)	K _{torsionale}	J _x (m ⁴)	J _y (m ⁴)	A _{taglio y} (mq)	A _{taglio x} (mq)
6,917	2,265	12,98	1,18	6,917	6,917

La combinazione di carico più gravosa per il fusto risulta essere:

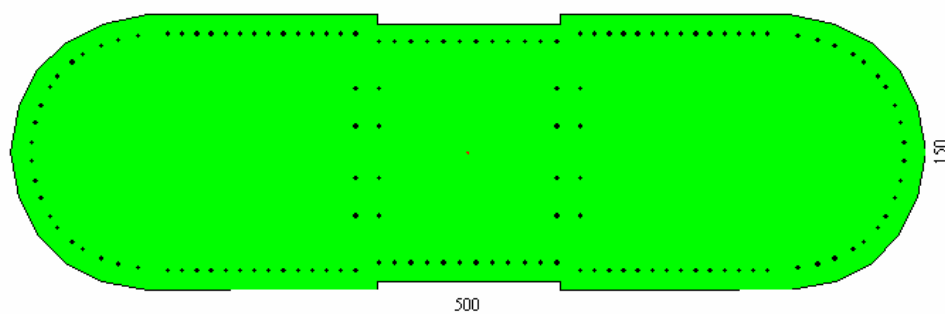
SISMAX

N compressione = 8267.32 kN

M_x, max = 22798.65 kNm

T = 2215,89 kN

Si riporta di seguito la verifica :



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] 0,000 Momento X [kNm] 22800,000



Caratteristiche sezione

Area [cmq] = 68750,00	XG [cm] = 250,00
Ix [cm ⁴] = 1277029791,7	YG [cm] = 75,00
Iy [cm ⁴] = 116861041,7	
Ixy [cm ⁴] = 0,0	
Nr.tondini = 136	
Af [cmq] = 722,06(1,05%)	

Risultati Analisi

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

Asse neutro

Xc = 215,580 cm

Equazione: -140,000 x0,000 y+4818,830 = 0

Intersezioni (284,42 ; 5,00) (284,42 ; 145,00)

Inclinazione -90,00 °

Risultati Analisi

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

Tensione di compressione massima nel cls 6,870 MPa

Tensione di trazione massima nel ferro -130,309 MPa

Tensione di compressione massima nel ferro 97,404 MPa

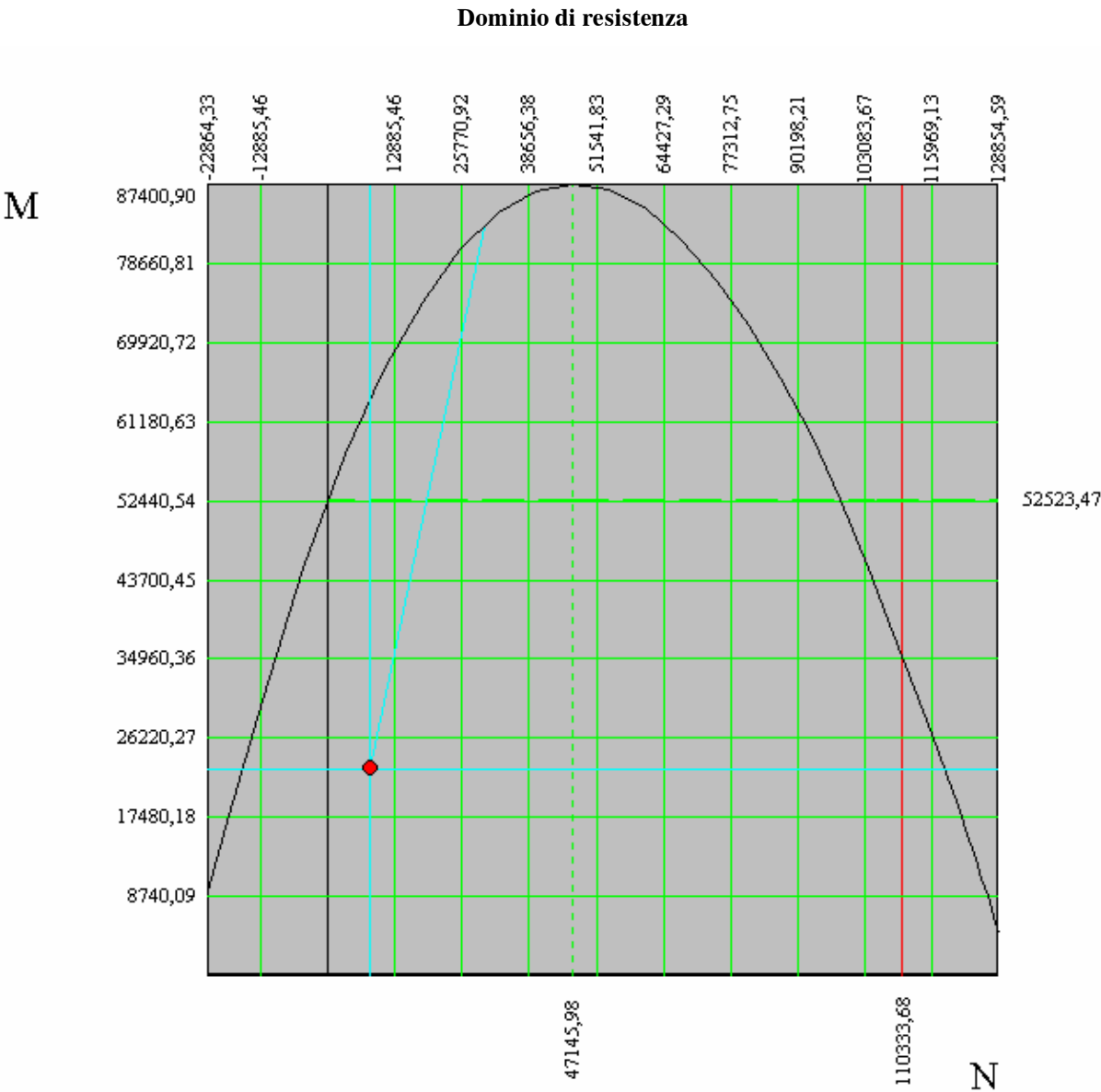
Tensione tangenziale asse neutro -0,428 MPa

Risultanti e punti di applicazione

Cls compresso	9447,9974 kN	418,49 cm	75,00 cm
Armature compresse	1526,5367 kN	428,60 cm	75,00 cm
Compressione	10974,5341 kN	419,89 cm	75,00 cm
Armature in trazione	2714,5341 kN	96,94 cm	75,00 cm
Trazione	2714,5341 kN	96,94 cm	75,00 cm

Risultati Analisi	
Asse neutro	Risultanti e tensioni
Caratteristiche meccaniche	Stato limite
Area sezione calcestruzzo reagente	29556,17 cmq
Area dei ferri omogeneizzata	10830,95 cmq
Area sezione omogeneizzata	40387,12 cmq
Momenti di inerzia e baricentro geometrico	
$X_g = 250,00 \text{ cm}$ $Y_g = 75,00 \text{ cm}$	
Inerzia sezione cls reagente	$I_{cx} = 636611857,62 \text{ cm}^4$ $I_{cy} = 50559765,05 \text{ cm}^4$
Inerzia dei ferri omogeneizzata	$I_{fx} = 215939633,12 \text{ cm}^4$ $I_{fy} = 32750154,45 \text{ cm}^4$
Inerzia sezione omogeneizzata	$I_{tx} = 852551490,73 \text{ cm}^4$ $I_{ty} = 83309919,49 \text{ cm}^4$

Risultati Analisi	
Asse neutro	Risultanti e tensioni
Caratteristiche meccaniche	Stato limite
Sollecitazioni ultime	$N = 29963,4849 \text{ [kN]}$ $M = 82707,9243 \text{ [kNm]}$
Sollecitazioni esercizio	$N = 8260,0000 \text{ [kN]}$ $M = 22800,0000 \text{ [kNm]}$
Coefficiente di sicurezza	3,628
Momento ultimo max	$87400,8954 \text{ [kNm]}$ per $N = 47145,9842 \text{ [kN]}$



12.8.4 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

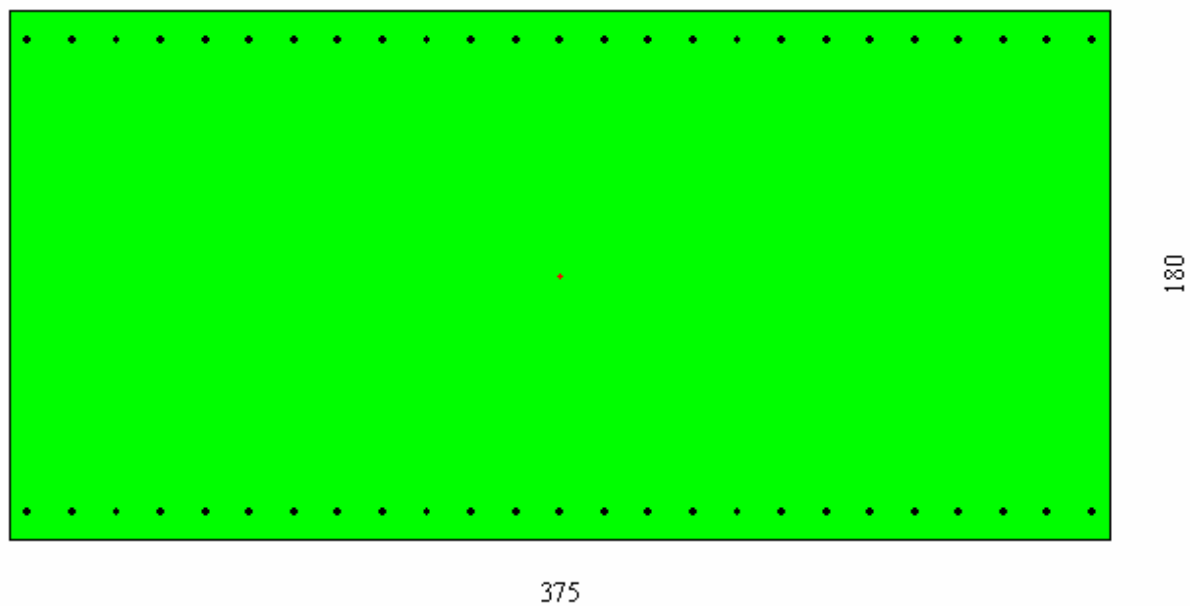
$$M_{plinto} = 1.80 \cdot 25 \cdot 3.75 \cdot 4.75^2 / 2 = 1903.7 \text{ kNm} \cdot 1,5 = 2855.6 \text{ kNm}$$

Combinazione UII pila P2

N_{palo}	=	3413,72 kN
M_{palo}	= $3413,72 \cdot 3.25$	= 11094.59 kNm
$M_{risultante}$	=	7860,87 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 3.75×1.80 m (area di influenza del palo di fondazione).



Sollecitazioni			
Sforzo Normale [kN]	0,0000	☒ Applicato nel baricentro	
Eccentricità Y [cm]	0,00	Eccentricità X [cm]	0,00
Momento My [kNm]	7685,0000	Taglio Ty [kN]	3450,0000
Momento Mx [kNm]	0,0000	Taglio Tx [kN]	0,0000
Momento Y [kNm] 7685,000		Momento X [kNm] 0,000	

Caratteristiche sezione	
Area [cmq]	67500,00
I_x [cm ⁴]	791015625,0
I_y [cm ⁴]	182250000,0
I_{xy} [cm ⁴]	0,0
Nr.tondini	50
Af [cmq]	265,46(0,39%)
XG [cm]	187,50
YG [cm]	90,00

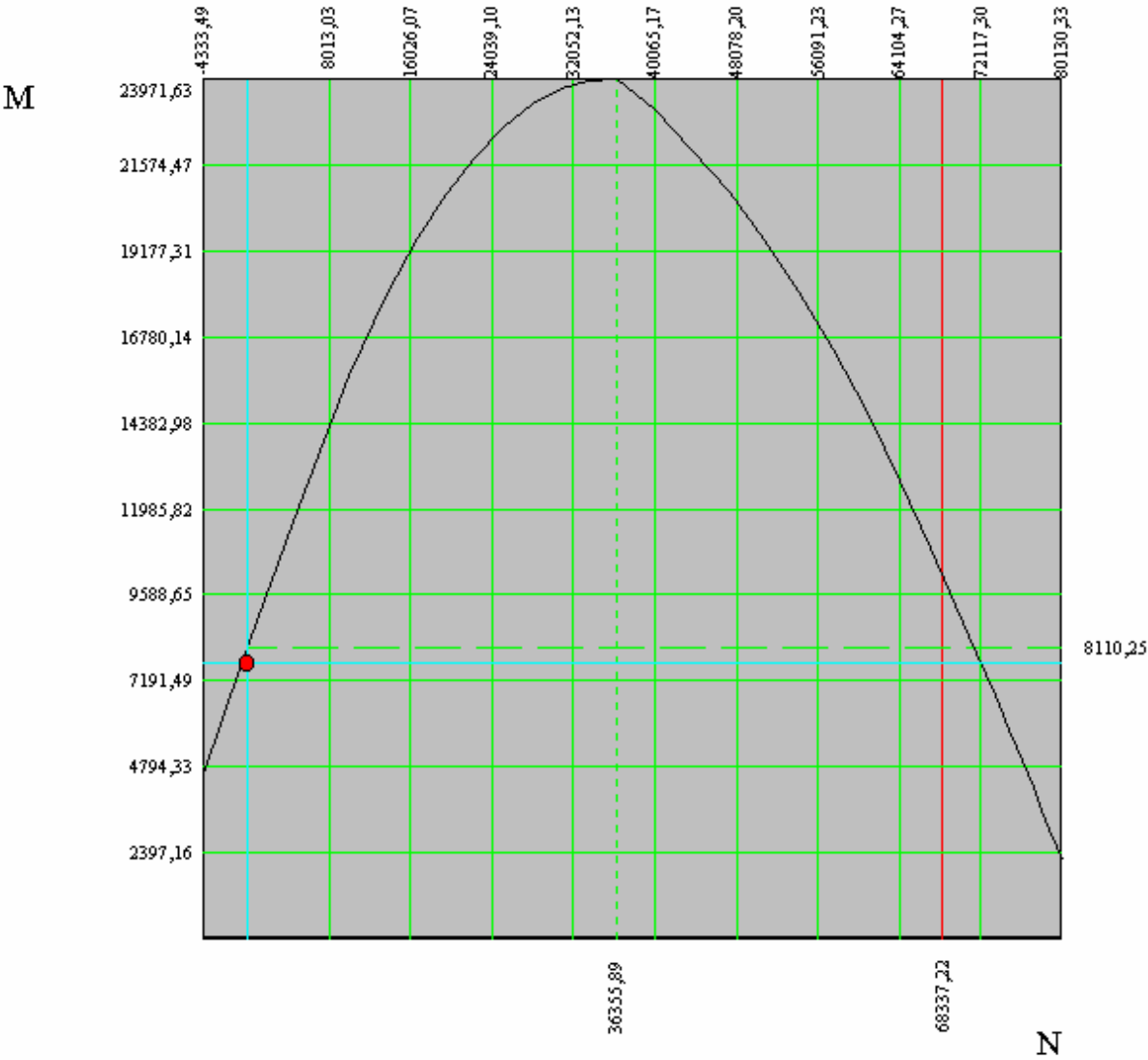
Risultati Analisi	
Asse neutro	Risultanti e tensioni
Asse neutro Xc = 34,371 cm Equazione: $-375,000 y + 20860,722 = 0$ Intersezioni: (375,00 ; 145,63) (0,00 ; 145,63) Inclinazione: 0,00 °	

Risultati Analisi	
Asse neutro	Risultanti e tensioni
Tensione di compressione massima nel cls: 6,123 MPa Tensione di trazione massima nel ferro: -363,499 MPa Tensione di compressione massima nel ferro: 66,195 MPa Tensione tangenziale asse neutro: 0,578 MPa	
Risultanti e punti di applicazione	
Clas compresso	3946,1865 kN 187,50 cm 168,54 cm
Armature compresse	878,6183 kN 187,50 cm 170,40 cm
Compressione	4824,8048 kN 187,50 cm 168,88 cm
Armature in trazione	4824,8048 kN 187,50 cm 9,60 cm
Trazione	4824,8048 kN 187,50 cm 9,60 cm

Risultati Analisi	
Asse neutro	Risultanti e tensioni
Area sezione calcestruzzo reagente	12889,28 cmq
Area dei ferri omogeneizzata	3981,97 cmq
Area sezione omogeneizzata	16871,25 cmq
Momenti di inerzia e baricentro geometrico	
$X_g = 187,50$ cm $Y_g = 90,00$ cm	
Inerzia sezione cls reagente	$I_{cx} = 151046225,27$ cm ⁴
	$I_{cy} = 69606885,05$ cm ⁴
Inerzia dei ferri omogeneizzata	$I_{fx} = 47212291,39$ cm ⁴
	$I_{fy} = 25740082,72$ cm ⁴
Inerzia sezione omogeneizzata	$I_{tx} = 198258516,67$ cm ⁴
	$I_{ty} = 95346967,77$ cm ⁴

Risultati Analisi	
Asse neutro	Risultanti e tensioni
Sollecitazioni ultime	$N = 0,0000$ [kN] $M = 8110,2516$ [kNm]
Sollecitazioni esercizio	$N = 0,0000$ [kN] $M = 7685,0000$ [kNm]
Coefficiente di sicurezza	1,055
Momento ultimo max	23971,6336 [kNm] per $N = 36355,8851$ [kN]

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

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

Combinazione UII pila P2

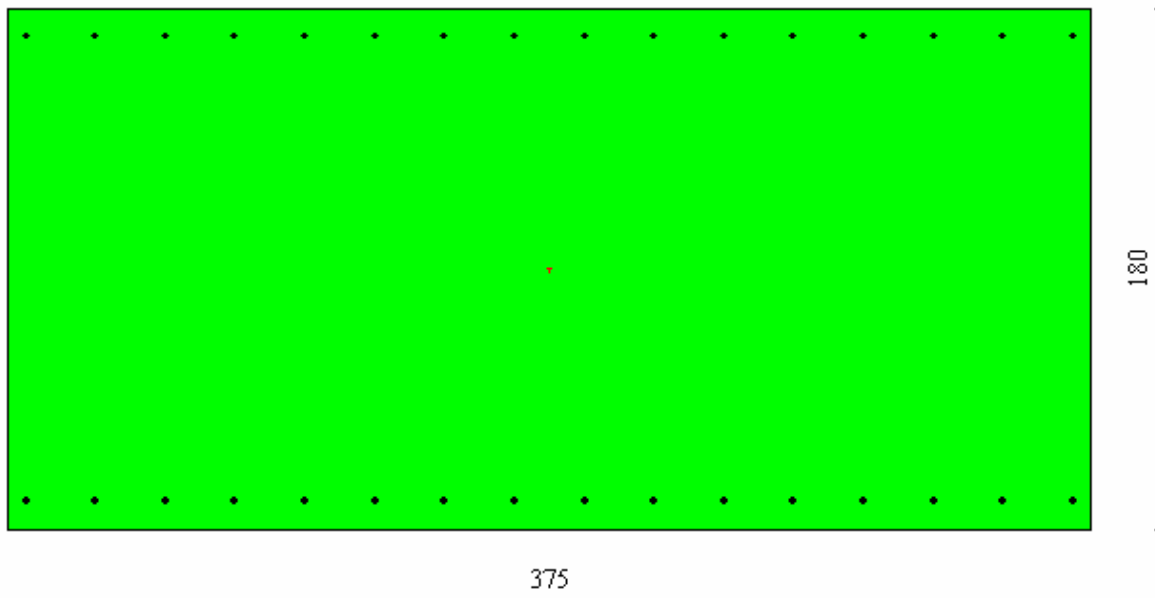
$$N_{\text{palo}} = 3413,72 \text{ kN}$$

$$M_{\text{palo}} = 3413,72 \cdot 1.90 = 6486.07 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{risultante}} = 5023,00 \text{ kNm}$$

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]	0,0000	☒ Applicato nel baricentro	
Eccentricità Y [cm]	0,00	Eccentricità X [cm]	0,00
Momento My [kNm]	5050,0000	Taglio Ty [kN]	3450,0000
Momento Mx [kNm]	0,0000	Taglio Tx [kN]	0,0000
Momento Y [kNm]	5050,000	Momento X [kNm]	0,000

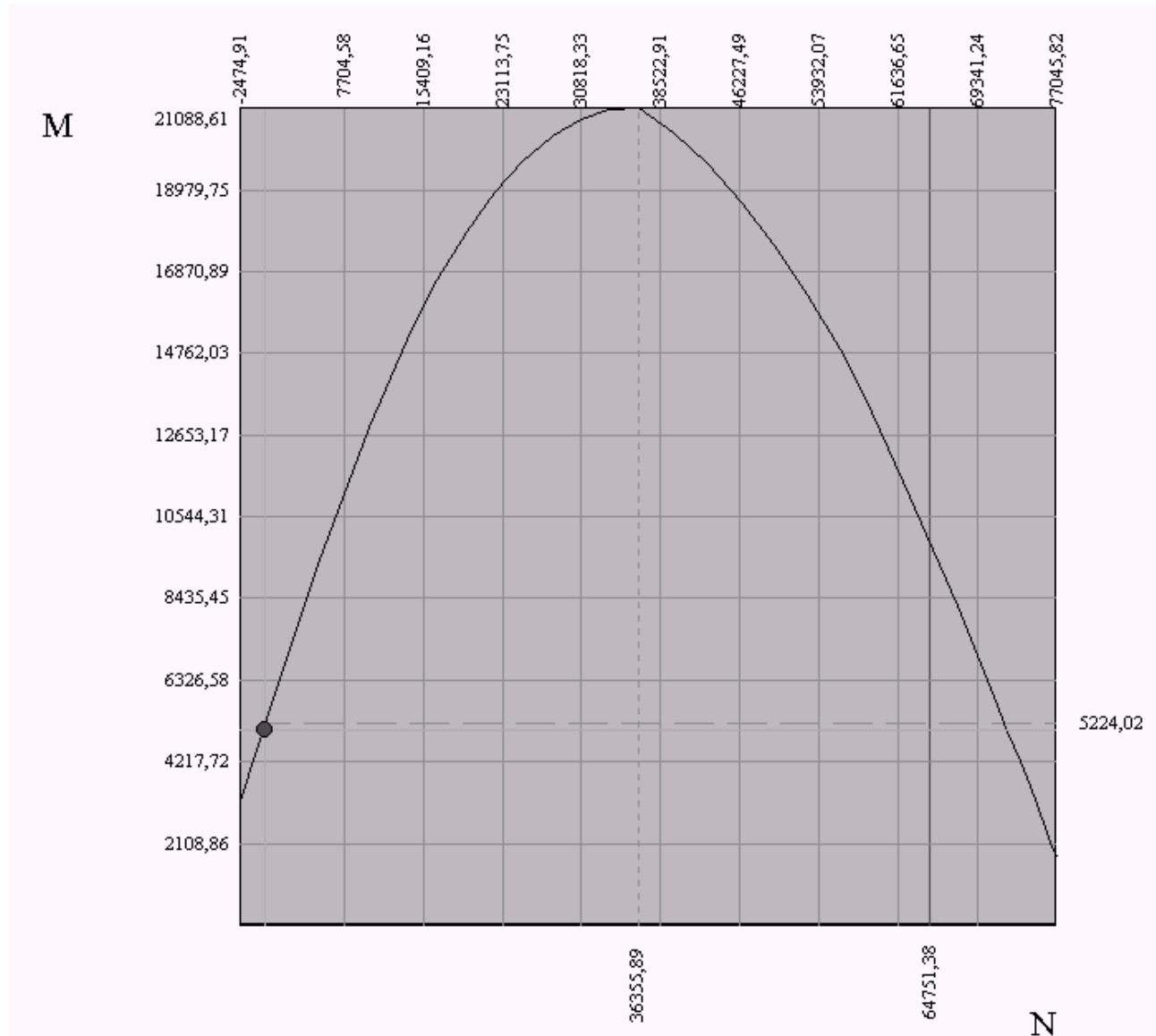
Caratteristiche sezione	
Area [cmq]	67500,00
I_x [cm ⁴]	791015625,0
I_y [cm ⁴]	182250000,0
I_{xy} [cm ⁴]	0,0
Nr.tondini	32
Af [cmq]	169,90(0,25%)
XG [cm]	187,50
YG[cm]	90,00

Risultati Analisi	
Asse neutro	Risultanti e tensioni
Asse neutro $X_c = 28,833 \text{ cm}$ Equazione: $-375,000 y + 22937,483 = 0$ Intersezioni: $(375,00 ; 151,17) (0,00 ; 151,17)$ Inclinazione: $0,00^\circ$	

Risultati Analisi	
Asse neutro	Risultanti e tensioni
Tensione di compressione massima nel cls: 5,020 MPa Tensione di trazione massima nel ferro: -369,722 MPa Tensione di compressione massima nel ferro: 50,231 MPa Tensione tangenziale asse neutro: 0,572 MPa	
Risultanti e punti di applicazione	
ClS compresso	2714,0318 kN 187,50 cm 170,39 cm
Armature compresse	426,7033 kN 187,50 cm 170,40 cm
Compressione	3140,7351 kN 187,50 cm 170,39 cm
Armature in trazione	3140,7350 kN 187,50 cm 9,60 cm
Trazione	3140,7350 kN 187,50 cm 9,60 cm

Risultati Analisi			
Asse neutro	Risultanti e tensioni	Caratteristiche meccaniche	Stato limite
Area sezione calcestruzzo reagente		10812,52 cmq	
Area dei ferri omogeneizzata		2548,46 cmq	
Area sezione omogeneizzata		13360,98 cmq	
Momenti di inerzia e baricentro geometrico			
Xg = 187,50 cm		Yg = 90,00 cm	
Inerzia sezione cls reagente		Icx = 126709179,29 cm ⁴	
		Icy = 62519238,73 cm ⁴	
Inerzia dei ferri omogeneizzata		Ifx = 31610444,95 cm ⁴	
		Ify = 16473652,94 cm ⁴	
Inerzia sezione omogeneizzata		Itx = 158319624,23 cm ⁴	
		Ity = 78992891,67 cm ⁴	

Risultati Analisi			
Asse neutro	Risultanti e tensioni	Caratteristiche meccaniche	Stato limite
Sollecitazioni ultime		$N = 0,0000 \text{ [kN]}$	$M = 5224,0154 \text{ [kNm]}$
Sollecitazioni esercizio		$N = 0,0000 \text{ [kN]}$	$M = 5050,0000 \text{ [kNm]}$
Coefficiente di sicurezza		1,034	
Momento ultimo max		21088,6143 [kNm] per $N = 36355,8851 \text{ [kN]}$	

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.

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

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

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 3.10

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 10895 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 1,25