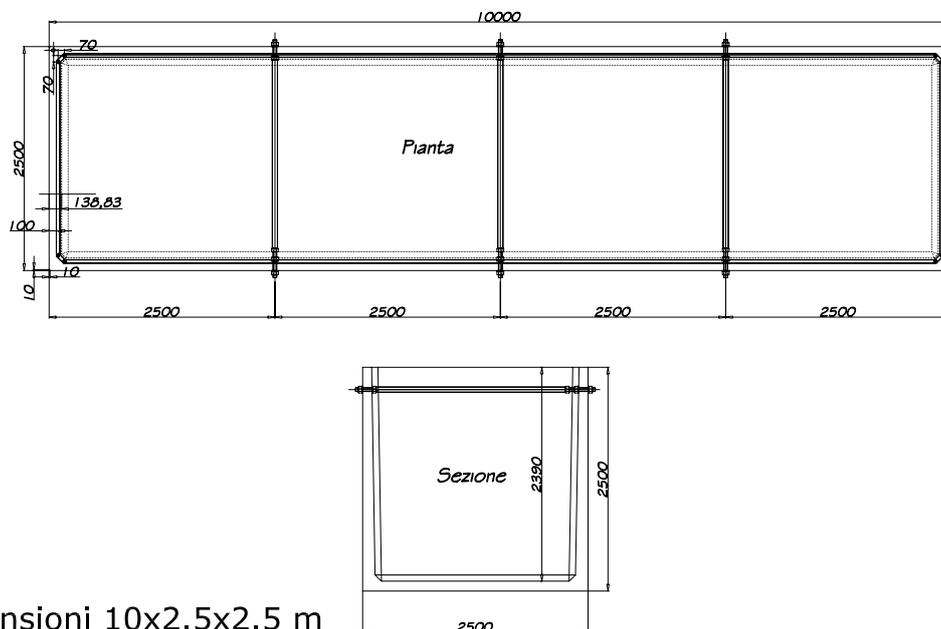


VASCA PREFABBRICATA CALCESTRUZZO ARMATO VIBRATO



contenuto del fascicolo :

- Relazione di calcolo
- Relazione sui materiali
- Verifiche strutturali
- Disegni costruttivi

rif.

revisione

data

scala

Giugno 2012

Ditta produttrice :

MUSILLI S.p.a.

Via Casilina Km. 147 700 - 03040 S.VITTORE DEL LAZIO (FR)

dott. ing. Stefano M. Petrazzuoli

80127 NAPOLI , via R. Falvo, 20



SOMMARIO

1. PREMESSA	1
2 . CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI MATERIALI	1
3 . FONDAZIONI	2
4 . NORMATIVA DI RIFERIMENTO	5
5 . IPOTESI DI CARICO	6
6 . TIPOLOGIA DI PRODUZIONE	6
7. MODALITA' DI POSA IN OPERA	7
8. MODELLAZIONI EFFETTUATE	7
9. RISULTATI OTTENUTI E VERIFICHE	8
10 – CACOLO SOLETTA DI BASE	24

1. PREMESSA

Nella presente relazione è contenuto il calcolo strutturale e le verifiche di resistenza della vasca da 10x2.5 m alta 2.5 m realizzata dalla MUSILLI s.p.a di S. Vittore del Lazio (fig.1). Il manufatto è progettato per resistere ad un sovraccarico stradale di prima categoria (20 KN/mq), alla profondità 1.80 m ed una accelerazione sismica massima al suolo di 0.35 g (PGA).

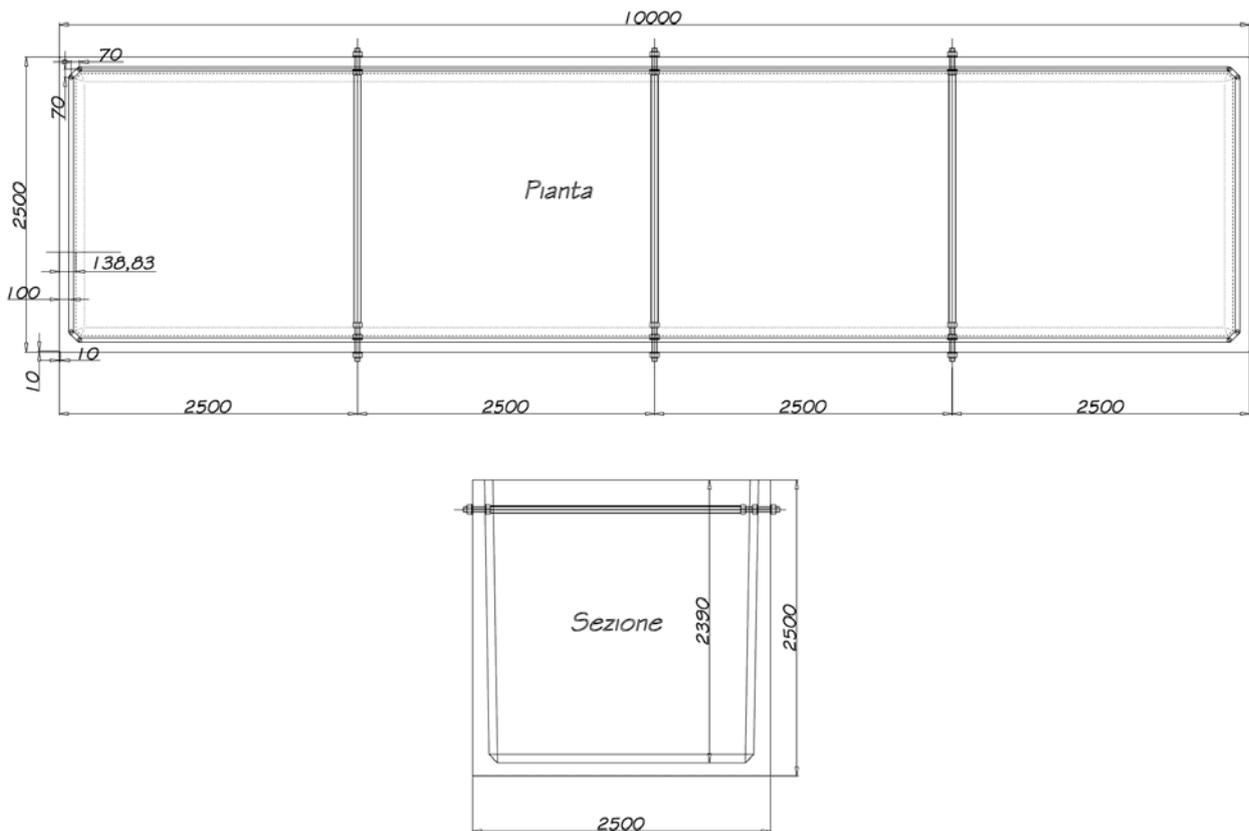


Fig.1 – Vasca 10x2.5x2.5 m

2 . CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI MATERIALI

CALCESTRUZZO

Classe	C32/40	N/mm ²	resistenza a compr. Cubica
f _{ck}	32	N/mm ²	resistenza a compr. Cilindrica
f _{cm}	40	N/mm ²	resistenza a compr. cilindrica media
E _c	33460	N/mm ²	modulo elastico secante
f _{cd}	18.13	N/mm ²	resistenza di calcolo a compr
f _{ctm}	3.03	N/mm ²	resistenza media a trazione
f _{cfm}	3.63	N/mm ²	resistenza media a flessione
f _{ctk}	2.12	N/mm ²	resistenza caratt. media a trazione
σ _{c,Rara}	19.20	N/mm ²	Tensione limite in esercizio cond. Rara
σ _{c,QP}	14.40	N/mm ²	Tensione limite in esercizio cond. QP

ACCIAIO

BC 450

controllato in stabilimento

$$F_{yk} \geq 450.0$$

N/mm²

tensioni caratteristica di snervamento

$$E_s = 205000$$

N/mm²

modulo elastico

$$f_{yd} = 391$$

N/mm²

resistenza di calcolo acciaio

$$0.8 \cdot f_{yk} = 360$$

N/mm²

Tensione limite in esercizio

3 . FONDAZIONI

I terreni dove sarà realizzato il manufatto sono costituiti da materiale arido di tipo ghiaioso necessario per la realizzazione della banchina del porto. Al di sotto del manufatto dovrà comunque essere realizzata una soletta di almeno 15 cm di spessore armata con rete elettrosaldata $\phi 8/15 \times 15$ cm e prima della messa in opera del manufatto dovrà essere posto in opera uno strato di sabbia di 2-3 cm.

Nel seguito si riporta la verifica a carico limite :

I carichi in fondazione possono considerarsi pressappoco centrati per effetto della azione di confinamento del terreno laterale.

Vasca
2.5*10*2.5
m

			γ
Sovraccarico solette	675	kN	1.35
Copertura terreno	792	kN	1.3
Soletta inferiore	75	kN	1.3
Pareti later. Lunghe	162.5	kN	1.3
Pareti corte	40.625	kN	1.3
Acqua	625	kN	1.3
Totale	3114.913	kN	

Parametri terreno :

$$\gamma = 18 \text{ kN/mc}$$

$$\phi = 30^\circ$$

$$c = 0$$

Approccio 2 : (A1+M1+R3)

La verifica è soddisfatta in quanto : $Q_{lim} = 112745 \text{ kN} > Q_d = 3114 \text{ kN}$

L	B	Hf	Hp	γ	ϕ	c	Nc	Nq	Ng	Coefficients di			Coefficients di			qlim	Qlim					
										ζ_q	ζ_c	ζ_γ	θ	mL	mB			m	δ	ξ_q	ζ_c	ζ_γ
2.5	10	4.3	4.3	18	30	0	30.13	18.40	22.40	3.31	3.44	2.60	0.00	1.80	1.20	1.8	0	1.00	1.00	1.00	10373	112745

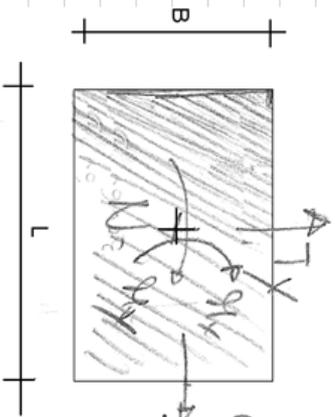
Approccio 2 (A1-M1-R3)

In condizioni sismiche

A1=1

M1=1

R3=2.3



$$Q = c \cdot s_q \cdot i_q + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma$$

$$Q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot i_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma$$

In cui, si è indicato con:

s_q, s_ϕ, s_γ , i fattori di forma;

i_c, i_ϕ, i_γ , i fattori di inclinazione del carico;

B' la larghezza equivalente per carico eccentrico.
 N_γ, N_c, N_q sono quantità adimensionali, detti **fattori di capacità portante**.

4 . NORMATIVA DI RIFERIMENTO

D.M.LL.PP. 14/1/2008 ‘Norme Tecniche per le Costruzioni’.

5 . IPOTESI DI CARICO

Il manufatto è stato progettato secondo i dettami del D.M.LL.PP. 14/1/2008 ‘Norme Tecniche per le Costruzioni’.

Nella successiva tabella sono riportate le condizioni di carico esaminate:

La norma è basata sul metodo probabilistico agli stati limite.

Il cap.7 prevede che per le opere di sostegno si possano seguire diversi approcci (1 e 2) con coefficienti differenziati a seconda della combinazione presa in considerazione.

- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tabella 6.8.I per le resistenze globali.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tab. 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I, seguendo almeno uno dei due approcci:

Approccio 1:

- Combinazione 1: (A1+M1+R1)
- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

Approccio 2:

$$(A1+M1+R3).$$

Nelle verifiche effettuate con l’approccio 2 che siano finalizzate al dimensionamento strutturale, il coefficiente γ_R non deve essere portato in conto.

Con il simbolo A = azioni, M= materiali, R resistenza)

Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE	(M1)	(M2)
		γ_M		
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0

Tabella 6.4.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Occorre osservare che nel caso in esame non vi è un vero problema di progettazione geotecnica in quanto la geometria del manufatto non consente fenomeni di collasso delle fondazioni pertanto è stato deciso di utilizzare i seguenti parametri :

- coefficienti parziali per le azioni : A1-STR
- coefficienti parziali per le verifiche : R1
- coefficienti parziali per i parametri geotecnici : M1

	1	2	3	4	5	6	7	8
	SLU1	SLU2	SLU3	SLU4	SLE1-Q.P.	SLE2-Q.P.	SLE3-freq	SLE4-rara
Earthpressure	1.30	1.30	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00	1.00
Overload	0.00	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.75	1.00
Earthquake	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Water inside	0.00	0.00	0.00	1.50	0.00	1.00	0.00	0.00
Dead Weight	1.30	1.30	1.00	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00
Vert. Overload	0.00	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.75	1.00

Per le condizioni di esercizio si è fatto riferimento anche al cap. 5 – Ponti.

Nell'analisi pseudostatica, l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

Nelle verifiche allo stato limite ultimo, i valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g} \quad (7.11.6)$$

$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h \quad (7.11.7)$$

dove

a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g = accelerazione di gravità.

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima può essere valutata con la relazione

$$a_{max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g \quad (7.11.8)$$

dove

S = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T), di cui al § 3.2.3.2;

a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

Tabella 7.11.II - Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_m	β_m
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,31	0,31
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,29	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,18

Località di costruzione dell'opera : Corigliano calabro

Coordinate geografiche

Località:

Longitudine: Latitudine:

Parametri per le forme spettrali

	Pver	Tr	ag [g]	Fo	T*c
SLO	81	45	0.077	2.300	0.300
SLD	63	75	0.101	2.310	0.320
SLV	10	712	0.282	2.440	0.380
SLC	5	1462	0.373	2.470	0.410

Periodo di riferimento per l'azione sismica

Vita Vn [anni]	Coefficiente uso Cu	Periodo Vr [anni]	Livello di sicurezza per esistenti %
<input type="text" value="50"/>	<input type="text" value="1.5"/>	<input type="text" value="75"/>	<input type="text" value="100"/>

Classe di sottosuolo D : $S = 2$

$$a_d = 0.282 \text{ g}$$

$\beta_m = 0.31$ (Categoria di sottosuolo B,C,D,E) si ottiene :

$$K_h = 0.282 * 2 * 0.31 = 0.15 \text{ g}$$

Per la valutazione delle spinte laterali è stato considerato :

$$\gamma = 18 \text{ KN/mc}$$

$$\phi = 30^\circ$$

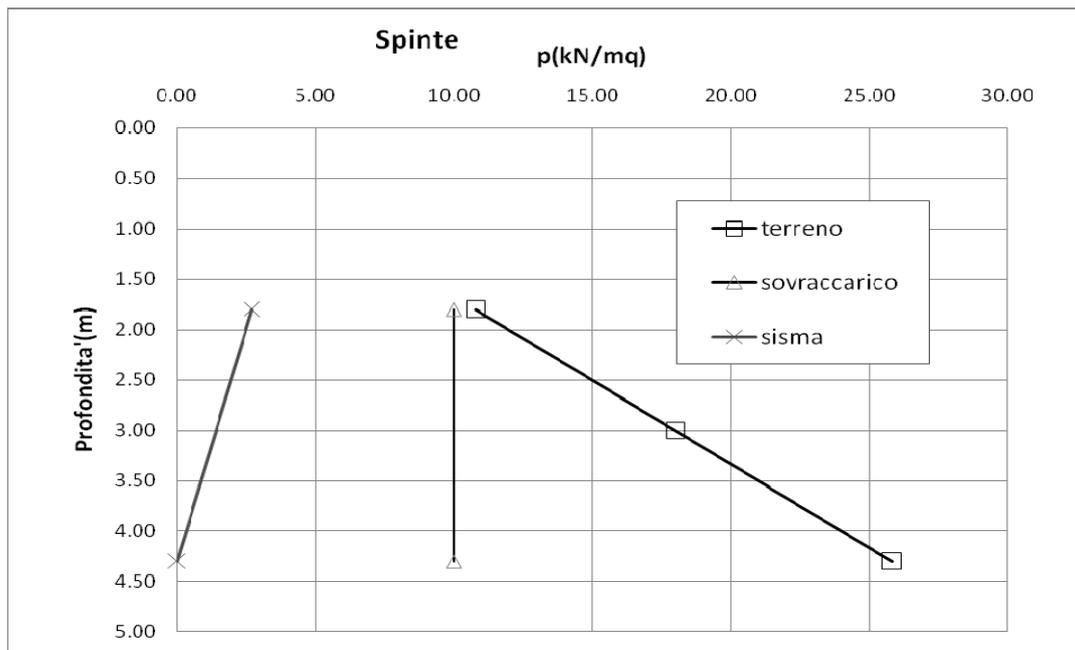
Nel caso in cui i terreni laterali non siano in grado di assicurare tali caratteristiche sarà cura della impresa esecutrice effettuare un rinterro con materiale di adeguate caratteristiche. L'incremento di spinta sismico è stato valutato con la teoria di Mononobe-Okabe assumendo $A=1$:

- in condizioni normali : $K_a = 0.333$
- in condizioni sismiche : $K_a = 0.453$
- $\Delta K_a = 0.128$

L'incremento di spinta è stato applicato in modo triangolare con vertice verso il basso.

Tabella 1 – Spinte sul manufatto

Spinta terreno		Spinta acqua	
z(m)	P(kN/mq)	z(m)	P(kN/mq)
1.80	10.80	1.8	0
4.30	25.80	4.30	-25
Sisma		Sovraccarico	
z(m)	P(kN/mq)	z(m)	P(kN/mq)
1.8	5.42	1.8	10
4.3	0	4.3	10



Limiti di apertura delle fessure in condizioni ambientali molto aggressive e per armature poco sensibili:

-quasi permanente :

$$w = 0 \text{ mm}$$

-frequente :

$$w < 0.2 \text{ mm}$$

6 . TIPOLOGIA DI PRODUZIONE

Il manufatto in oggetto è classificabile a norma della vigente normativa tecnica ' di produzione occasionale e quindi per la sua progettazione non si applicano le regole specifiche della produzione in serie.

7. – MODALITA' DI POSA IN OPERA

Per la movimentazione le vasche sono dotate di barre $\phi 22$, $L = 200$ cm che costituiscono l'elemento di ancoraggio (fig. 2bis) da 100 KN.

La movimentazione dovrà avvenire avendo cura di applicare i 4 cavi con una angolazione variabile fra 45° e 60° . La movimentazione dovrà essere effettuata da personale specializzato e dovranno essere evitate manovre brusche. La movimentazione non è possibile in presenza di forti raffiche di vento (fig.2).

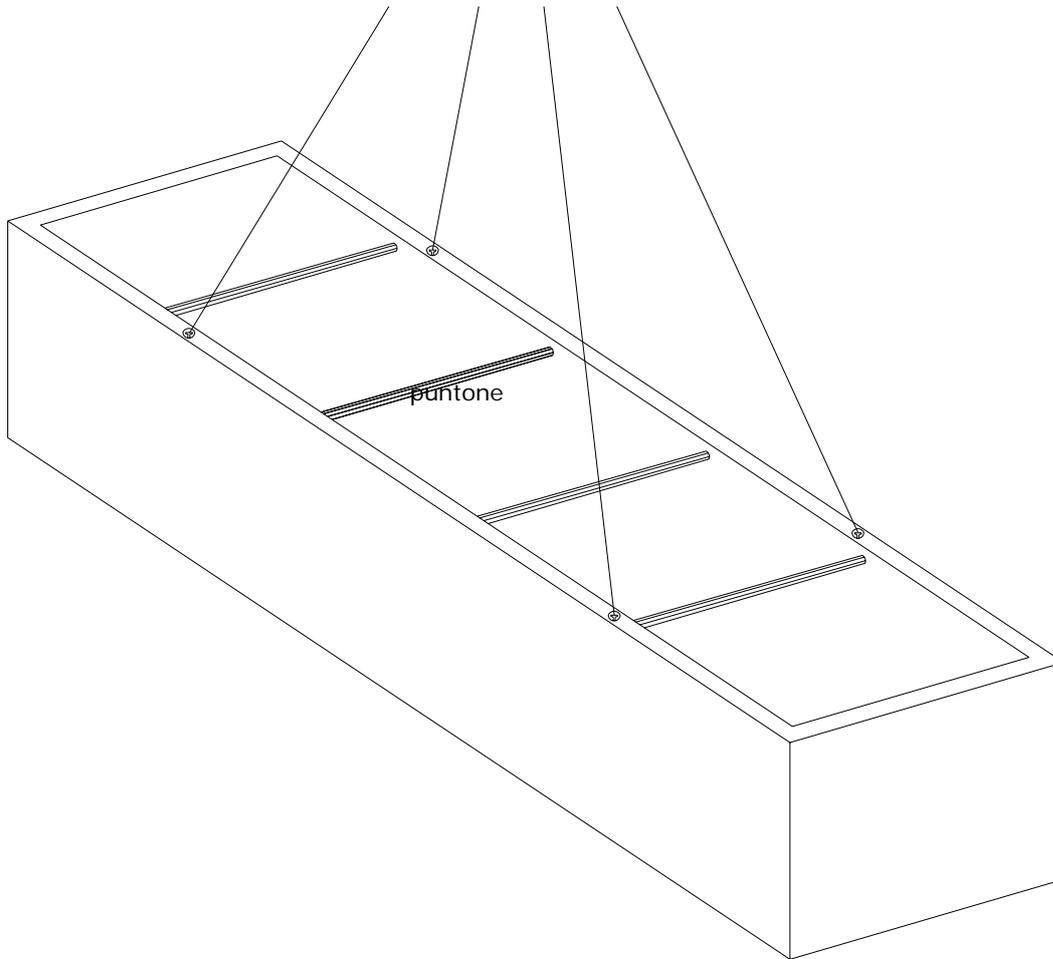


Fig.2 – Sollevamento e movimentazione manufatto

Dispositivo di ancoraggio delle vasche
 barra ϕ 22, l = 200 cm

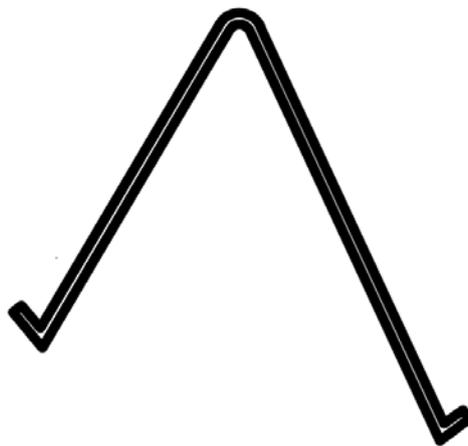


Fig. 2-bis – dispositivo di ancoraggio

Verifica del dispositivo di ancoraggio :

nel calcolo si ipotizza un coefficiente di sicurezza 1.5 per dispositivi di sospensione dei carichi ed un coefficiente 1.3 per azione dinamiche:

Lanc = 2x80 cm, d = 22 mm, fbd = 3.18 N/mm²

$$F_{\max} = 3.18 \cdot 22 \cdot 3.14 \cdot 2 \cdot 800 / 1.5 / (1.5 \cdot 1.3) = 117 \text{ kN} > 100 \text{ kN}$$

Tensione nell'acciaio :

$$\sigma_s = 100000 / 380 / 2 \cdot 1.5 \cdot 1.3 = 260 \text{ N/mm}^2 < 380 \text{ N/mm}^2$$

Durante le operazioni di movimentazione si determina una sollecitazione di trazione sulle pareti laterali e flessionali sulla soletta di fondo.

Le armature disposte nelle pareti laterali sono sicuramente in grado di assorbire le azioni di trazione. Nel seguito si riporta la verifica della soletta di fondo :

$$-M = 0.1 \cdot 25 \cdot 2.5^2 / 24 = 0.65 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

La situazione più gravosa si determina nella movimentazione che avviene il giorno dopo il getto del manufatto. La sperimentazione ha mostrato che la resistenza del calcestruzzo un giorno dopo il getto non è minore di 18 N/mm², per cui :

$$f_{ctm} = 1.57 \text{ N/mm}^2 \text{ (tensione limite di trazione)}$$

$$M_{lim} = 1000 \cdot 100^2 / 6 \cdot 1.57 = 2.61 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

La verifica a fessurazione è pertanto soddisfatta, quindi il manufatto durante la movimentazione e la messa in opera non subisce alcun danno.

8. – MODELLAZIONI EFFETTUATE

Il modello strutturale adottato è riportato nelle fig. 4 e 5.

La vasca è stata modellata con un modello tridimensionale con elementi plate-shell utilizzando il programma AXIS VM ver. 9.3f, licenza n. 3881. Alla base della vasca è stato considerato un letto di molle alla Winkler aventi rigidità assiale di: $K_v = 1E5 \text{ KN/m}^2$, $K_o = 1E2 \text{ KN/m}$

Nel modello è stato considerato il vincolo esercitato dalle solette di copertura sulla deformabilità delle pareti laterali.

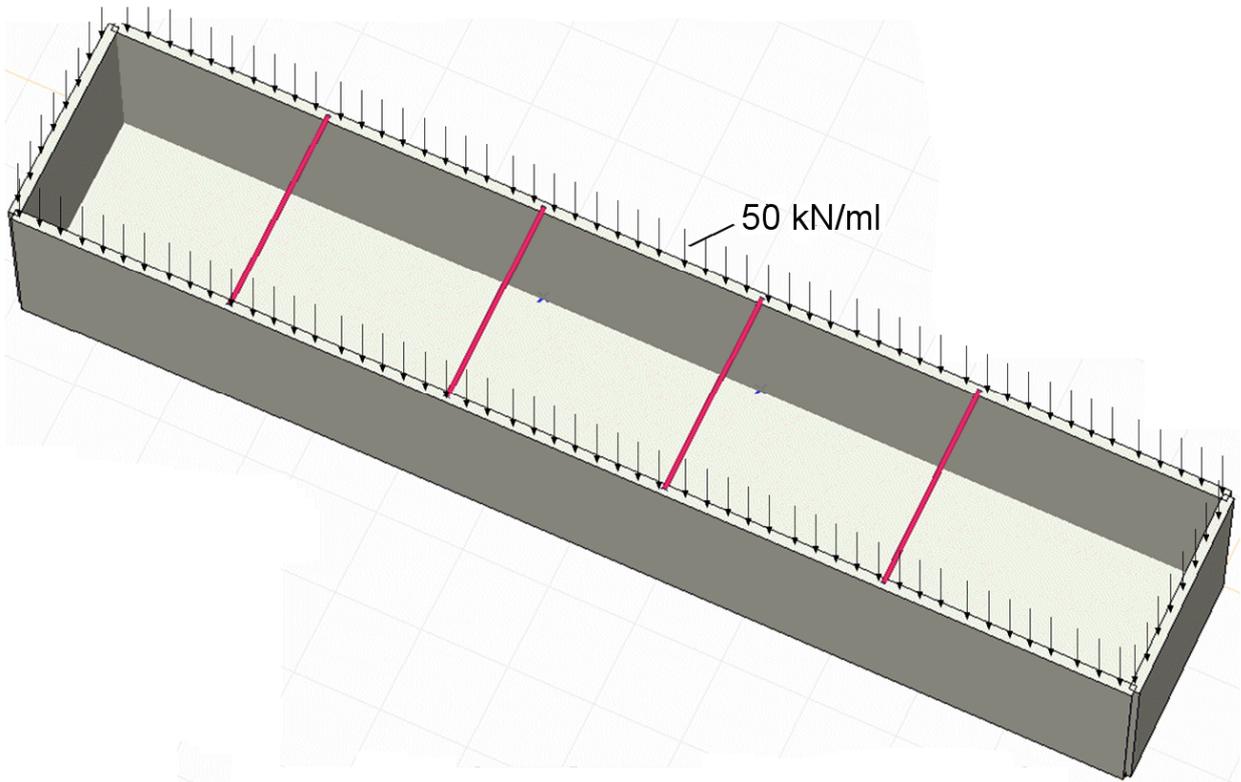


Fig.4 – Modello strutturale vista dall'alto

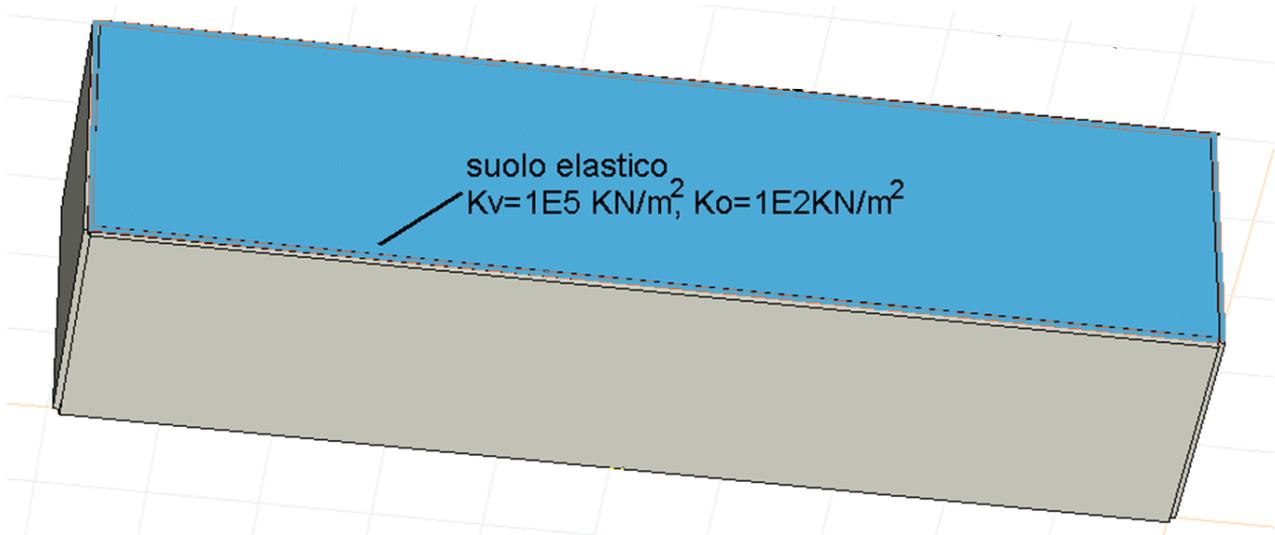


Fig.5 - Modello strutturale vista dal basso.

9 – RISULTATI OTTENUTI E VERIFICHE

Nella fig. 6-21 sono rappresentate le caratteristiche della sollecitazione flettenti (M_{xx} e M_{yy}) agenti sulla struttura nelle varie condizioni di carico esaminate. Nelle successive tabelle sono riportati i valori massimo agenti nelle sezioni più significative.

	Laterale Lungo						Laterale Corto					
	Centro		Spigolo inf		Spigolo lat.		Centro		Spigolo inf		Spigolo lat.	
	Mxx	Myy	Mxx	Myy	Mxx	Myy	Mxx	Myy	Mxx	Myy	Mxx	Myy
	(KN*m)	(KN*m)	(KN*m)	(KN*m)	(KN*m)	(KN*m)	(KN*m)	(KN*m)	(KN*m)	(KN*m)	(KN*m)	(KN*m)
SLU1-EP	3.70	12.19	-	10.53	10.17	-	3.95	2.55	-	-	10.17	-
SLU2-EP+OVL	4.18	14.59	-	19.76	12.09	-	4.75	3.35	-	-	12.09	-
SLU3-EP+EQ	4.04	13.37	-	12.26	10.99	-	4.33	2.65	-	-	10.99	-
SLU4-PW	2.80	9.19	-	9.03	8.13	-	2.93	2.54	-	-	8.13	-
SLE1-Q.P.	2.85	9.37	-	8.70	7.82	-	3.04	1.96	-	-	7.82	-
SLE2-Q.P.	1.86	6.13	-	6.02	5.42	-	1.95	1.69	-	-	5.42	-
SLE3-Fre.	3.16	10.89	-	13.09	8.92	-	3.52	2.32	-	-	8.92	-
SLE4-Rara	3.27	11.42	-	14.55	9.36	-	3.68	2.53	-	-	9.36	-

	Soletta inferiore			
	Centro		Spigolo	
	Mxx	Myy	Mxx	Myy
	(KN*m)	(KN*m)	(KN*m)	(KN*m)
SLU1-EP	-	-	-	10.53
SLU2-EP+OVL	-	6.53	-	19.76
SLU3-EP+EQ	-	-	-	12.26
SLU4-PW	-	-	-	9.03
SLE1-Q.P.	-	-	-	8.70
SLE2-Q.P.	-	-	-	6.02
SLE3-Fre.	-	3.17	-	13.09
SLE4-Rara	-	4.33	-	14.55

Nelle fig. 23 e 24 sono riportati i diagrammi delle azioni taglianti T_{xz} e T_{yz} con riferimento alla condizione SLU2.

Nelle successive tabelle sono riportate le verifiche di resistenza. In particolare le tabelle riportano in corrispondenza delle sezioni principali la verifica in condizioni di esercizio con la indicazione delle caratteristiche geometriche (b , h) della sezione e le armature ($n1, \phi1, A'f1, h'1, \dots$), le tensioni agenti sui materiali (σ_c e σ_f), il momento ultimo della sezione (M_u), il taglio ultimo (V_{rd}), il momento flettente di prima fessurazione (M_{sr}) e l'ampiezza delle fessure (w_k).

Dalle tabelle si osserva che in nessun caso il momento ultima è inferiore quello valutato nelle condizioni di SLU ed inoltre le tensioni in fase di esercizio e l'ampiezza delle fessure sono compatibili con le prescrizioni riportate nel par. 2 e 5.

		Armatura inferiore																											
	M	b	h	n	n1	φ1	Af1	h1	n2	φ2	Af2	h2	σc	σs	Mu	p1	k	Vrd	c	φm	s	K2	K3	pr	sm	Msr	csr	sm	wk
Lato Lungo centro	KN²m	mm	mm	15	6.67	8	335	65	2	12	226	110	N/mm²	N/mm²	KN²m	0.005	2	KN	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	KN²m	N/mm²	mm	mm
Quasi perm.	9.37	1000	130	15	6.67	8	335	65	2	12	226	110	7.61	134	-16.65	0.005	2	66.92	16	8	150	0.4	0.125	0.01	98	6.99	99.7	0.03%	0.048
Frequente	10.89	1000	130	15	6.67	8	335	65	2	12	226	110	8.84	155	-16.65	0.005	2	66.92	16	8	150	0.4	0.125	0.01	98	6.99	99.7	0.04%	0.074
Rara	11.42	1000	130	15	6.67	8	335	65	2	12	226	110	9.27	163	-16.65	0.005	2	66.92	16	8	150	0.4	0.125	0.01	98	6.99	99.7	0.05%	0.082

		Armatura inferiore																											
	M	b	h	n	n1	φ1	Af1	h1	n2	φ2	Af2	h2	σc	σs	Mu	p1	k	Vrd	c	φm	s	K2	K3	pr	sm	Msr	csr	sm	wk
Laterale lungo	KN²m	mm	mm	15	6.67	8	335	100	10	8	503	60	N/mm²	N/mm²	KN²m	0.008	2	KN	mm	mm	mm	mm	mm	mm	KN²m	N/mm²	mm	mm	
Spigolo infer.	8.70	1000	150	15	6.67	8	335	100	10	8	503	60	7.15	219	-21.59	0.008	2	71.75	46	8	176	0.4	0.125	0.01	155	9.52	0.0	0.00%	0.000
Quasi perm.	13.09	1000	150	15	6.67	8	335	100	10	8	503	60	10.76	329	-21.59	0.008	2	71.75	46	8	176	0.4	0.125	0.01	155	9.52	239.1	0.08%	0.199
Rara	14.55	1000	150	15	6.67	8	335	100	10	8	503	60	11.96	366	-21.59	0.008	2	71.75	46	8	176	0.4	0.125	0.01	155	9.52	239.1	0.10%	0.268

		Armatura inferiore																										
	M	b	h	n	n1	φ1	Af1	h1	σc	σs	Mu	p1	k	Vrd	c	φm	s	K2	K3	pr	sm	Msr	csr	sm	wk			
Spigolo later	KN²m	mm	mm	15	10	8	503	65	N/mm²	N/mm²	KN²m	0.008	2	KN	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	KN²m	N/mm²	mm	mm
Quasi perm.	7.82	1000	130	15	10	8	503	65	11.17	274	-11.42	0.008	2	45.41	61	8	111	0.4	0.125	0.01	186	6.99	245.0	0.03%	0.085			
Frequente	8.92	1000	130	15	10	8	503	65	12.74	313	-11.42	0.008	2	45.41	61	8	111	0.4	0.125	0.01	186	6.99	245.0	0.06%	0.185			
Rara	9.36	1000	130	15	10	8	503	65	13.37	328	-11.42	0.008	2	45.41	61	8	111	0.4	0.125	0.01	186	6.99	245.0	0.07%	0.223			

		Armatura inferiore																										
	M	b	h	n	n1	φ1	Af1	h1	σc	σs	Mu	p1	k	Vrd	c	φm	s	K2	K3	pr	sm	Msr	csr	sm	wk			
Soletta inferiore centro	KN²m	mm	mm	15	10	8	503	55	N/mm²	N/mm²	KN²m	0.009	2	KN	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	KN²m	N/mm²	mm	mm
Quasi perm.	1.56	1000	110	15	10	8	503	55	2.96	65	-9.55	0.009	2	40.62	51	8	111	0.4	0.125	0.01	159	5.01	0.0	0.00%	0.000			
Frequente	3.17	1000	110	15	10	8	503	55	5.99	133	-9.55	0.009	2	40.62	51	8	111	0.4	0.125	0.01	159	5.01	0.0	0.00%	0.000			
Rara	4.33	1000	110	15	10	8	503	55	8.19	181	-9.55	0.009	2	40.62	51	8	111	0.4	0.125	0.01	159	5.01	0.0	0.00%	0.000			

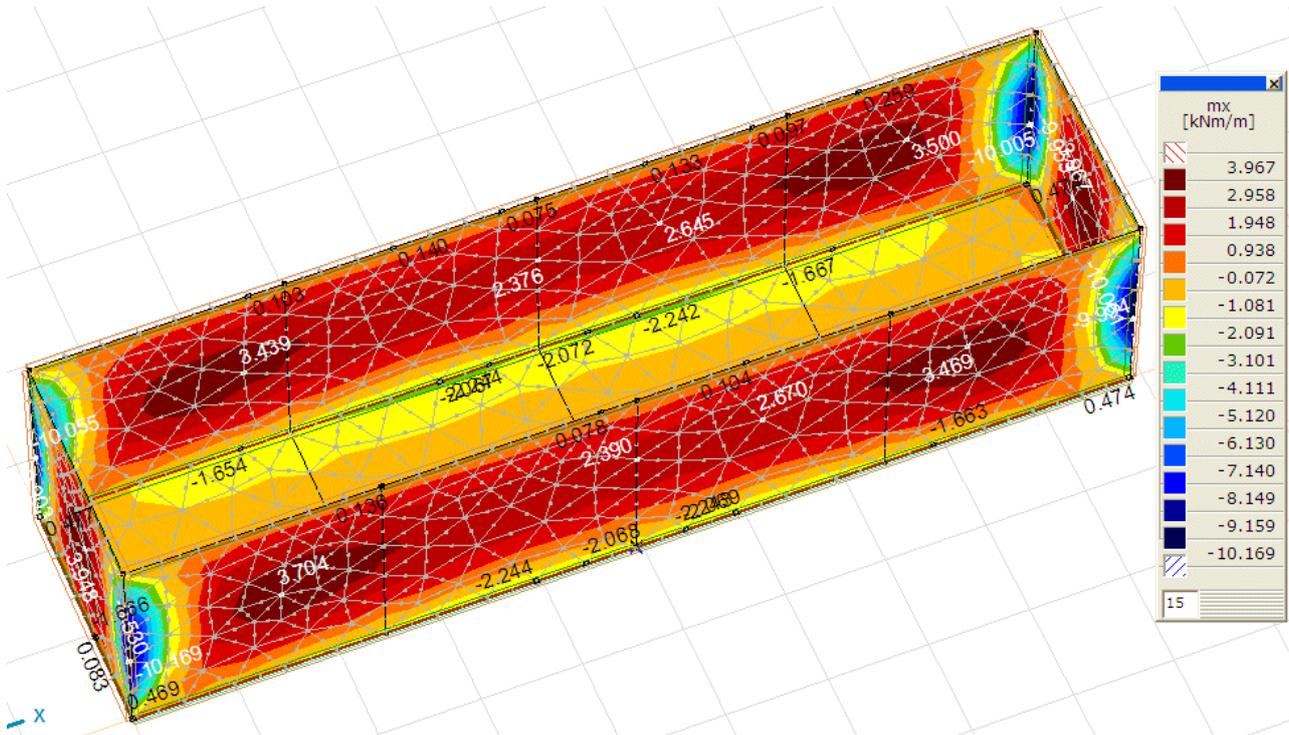


Fig. 6 – SLU1 – M_x

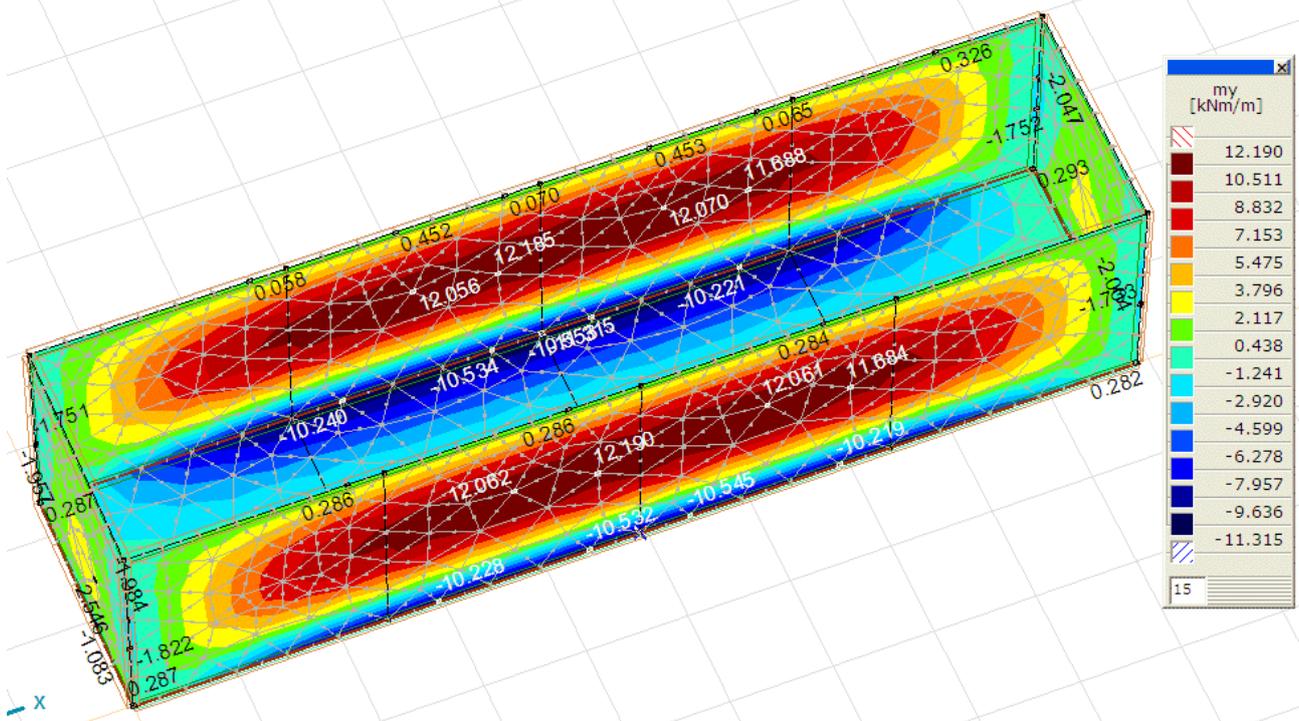


Fig. 7 – SLU1 – M_y

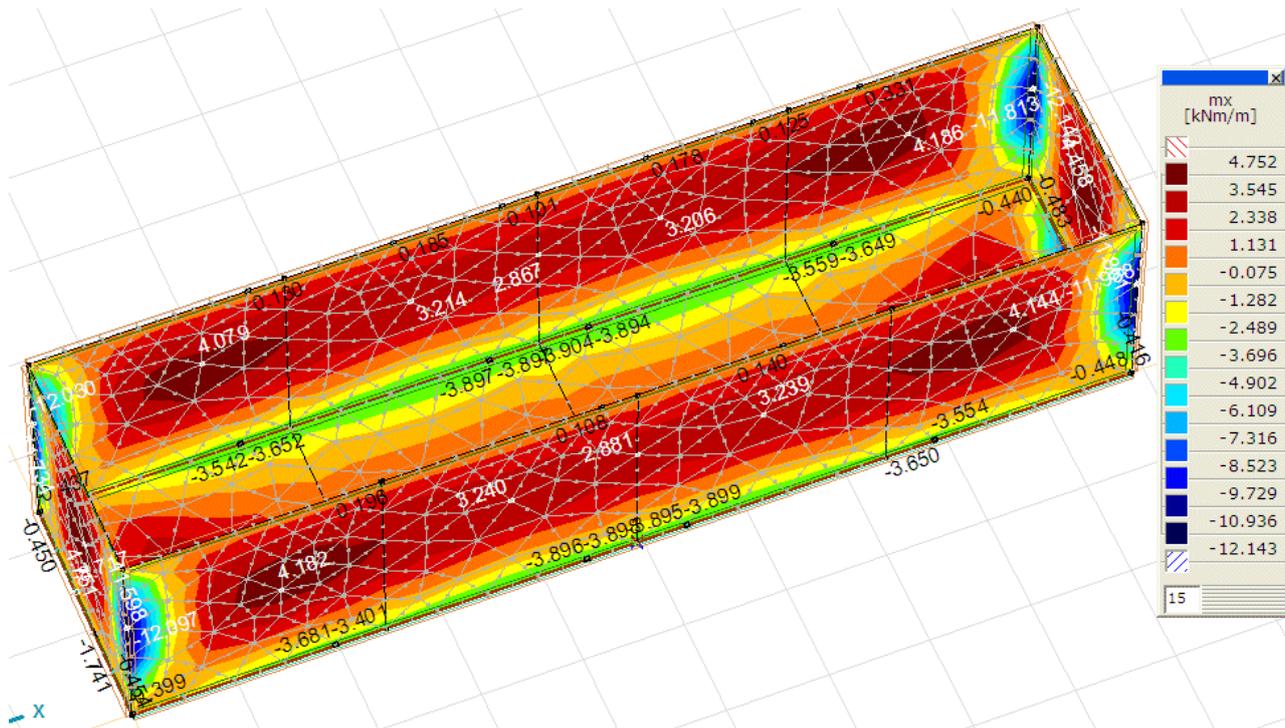


Fig. 8 – SLU2 – Mx

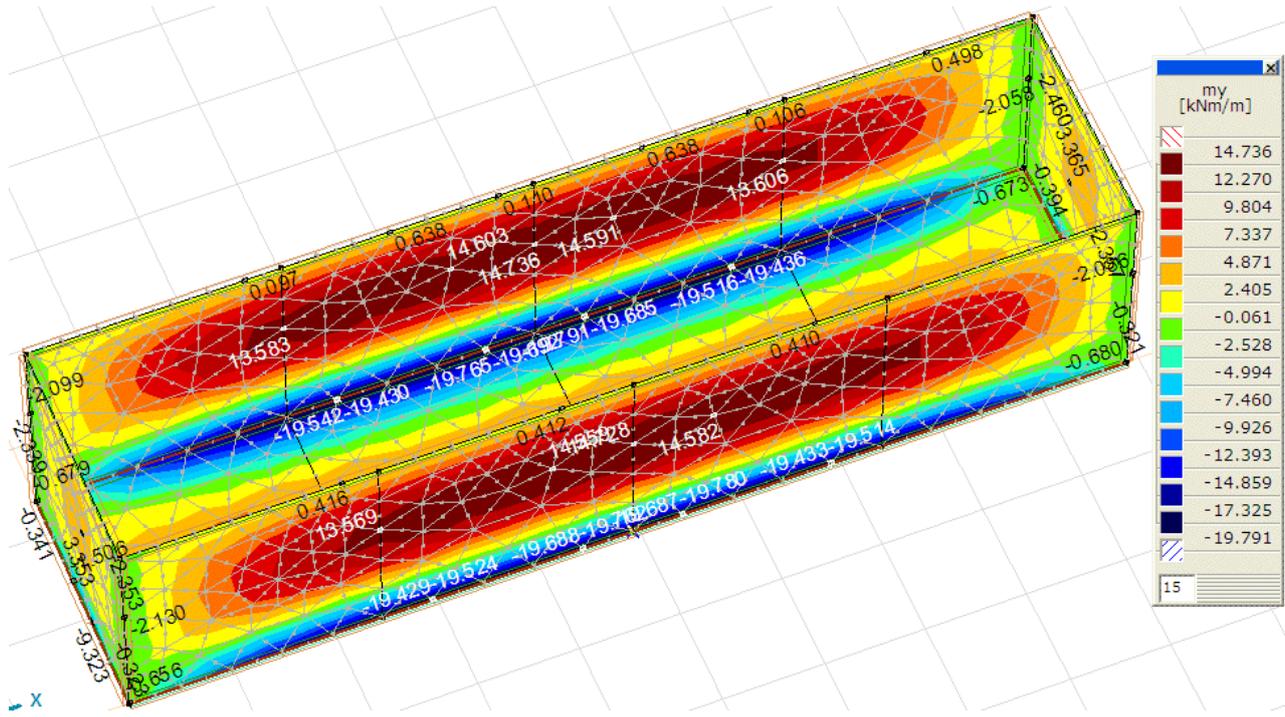


Fig. 9 – SLU2 – My

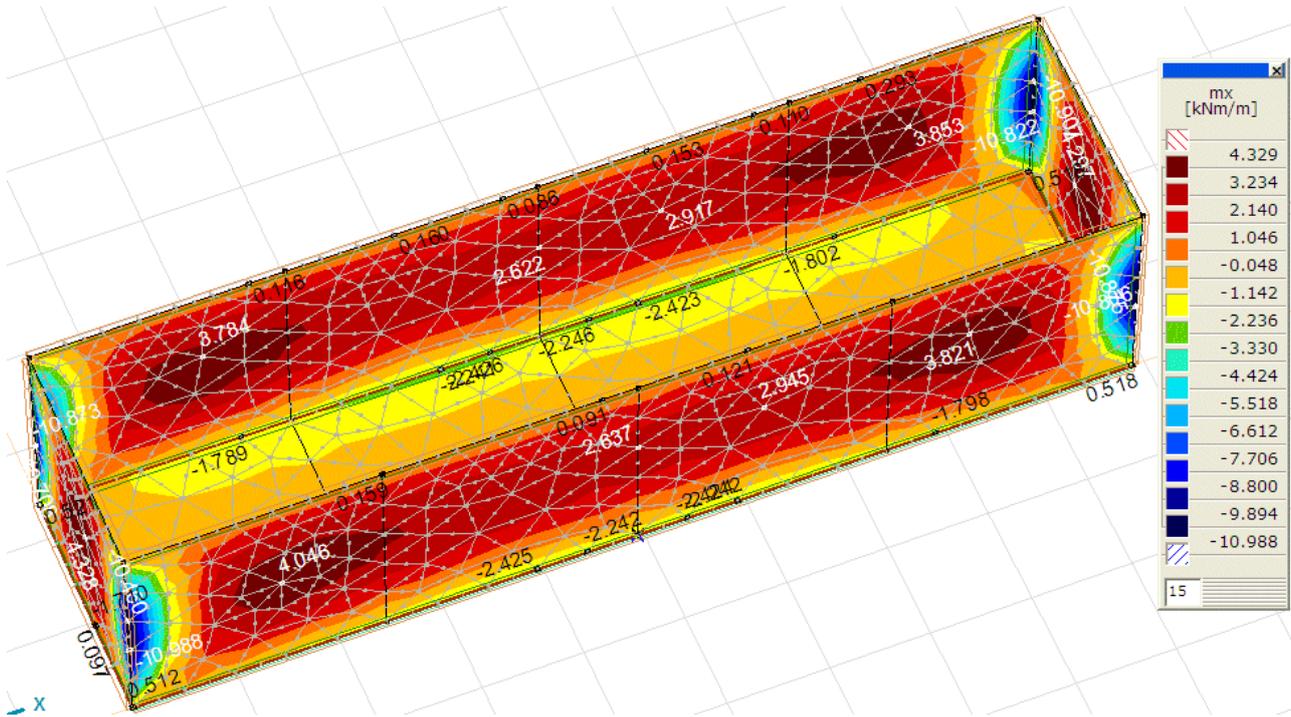


Fig. 10 – SLU3 – M_x

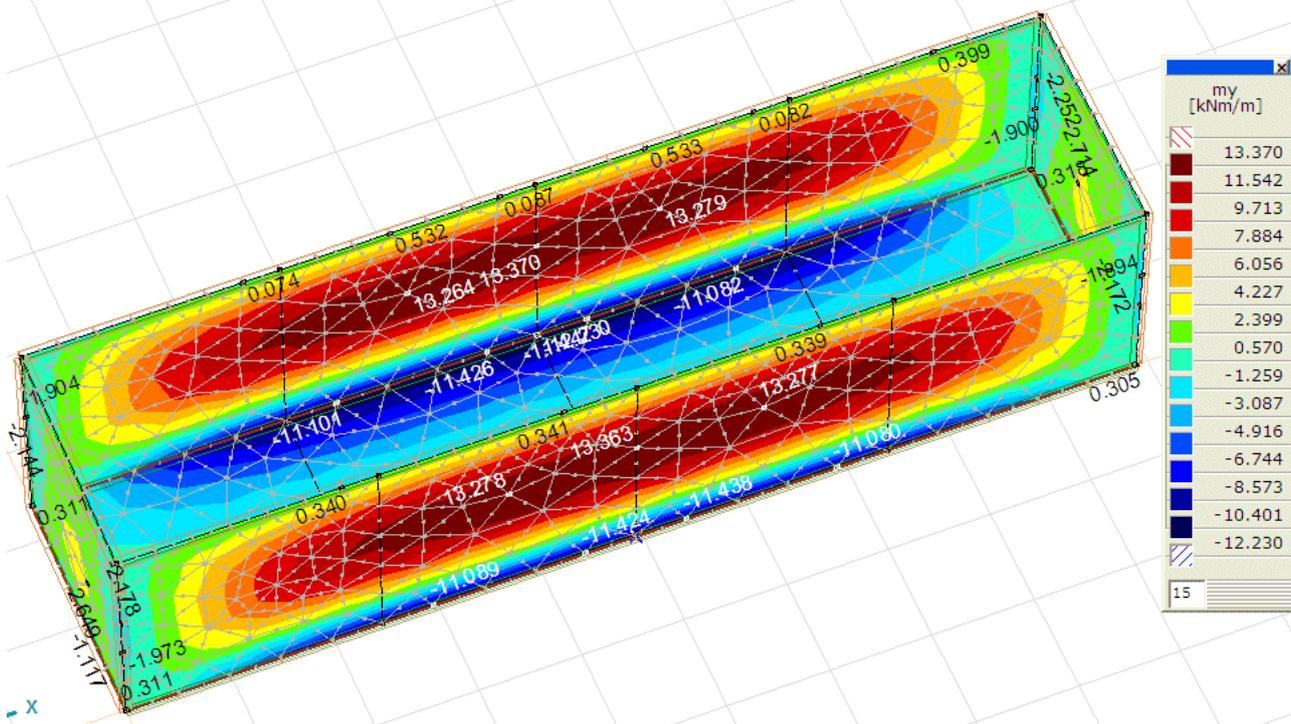


Fig. 11 – SLU3 – M_y

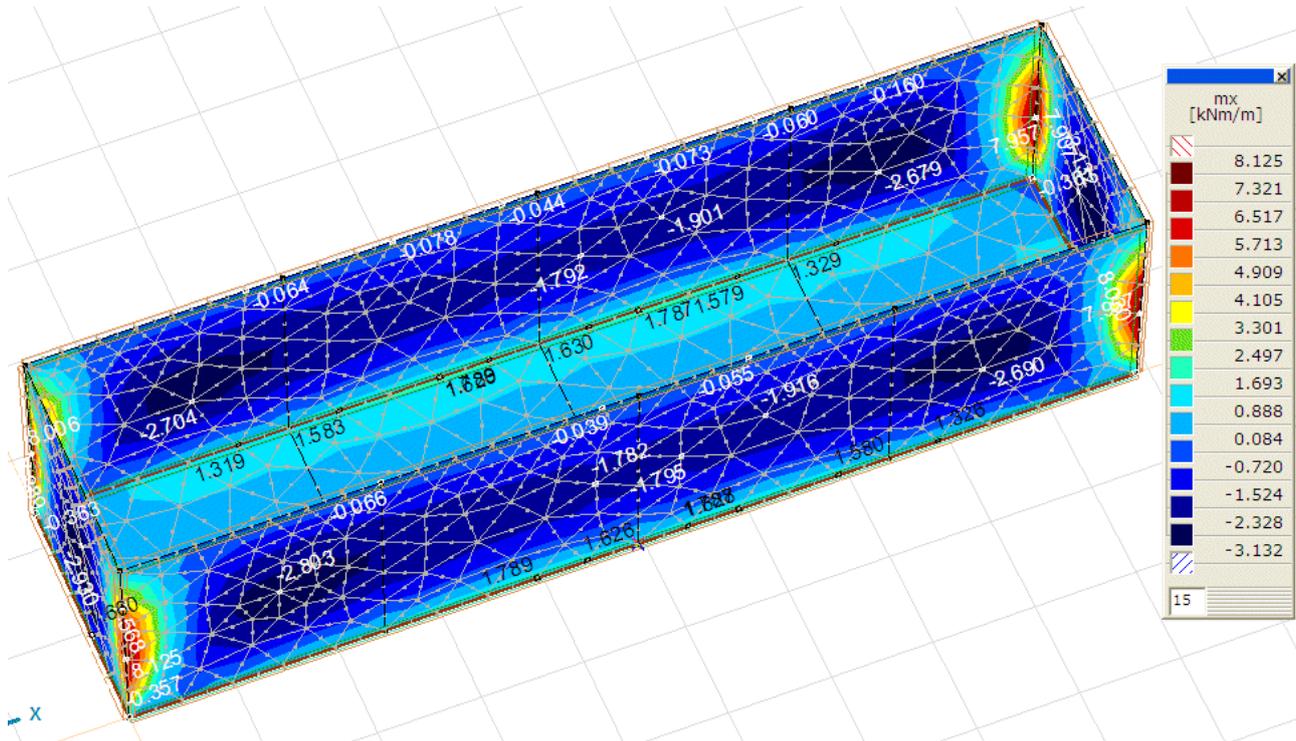


Fig. 12 – SLU4 – M_x

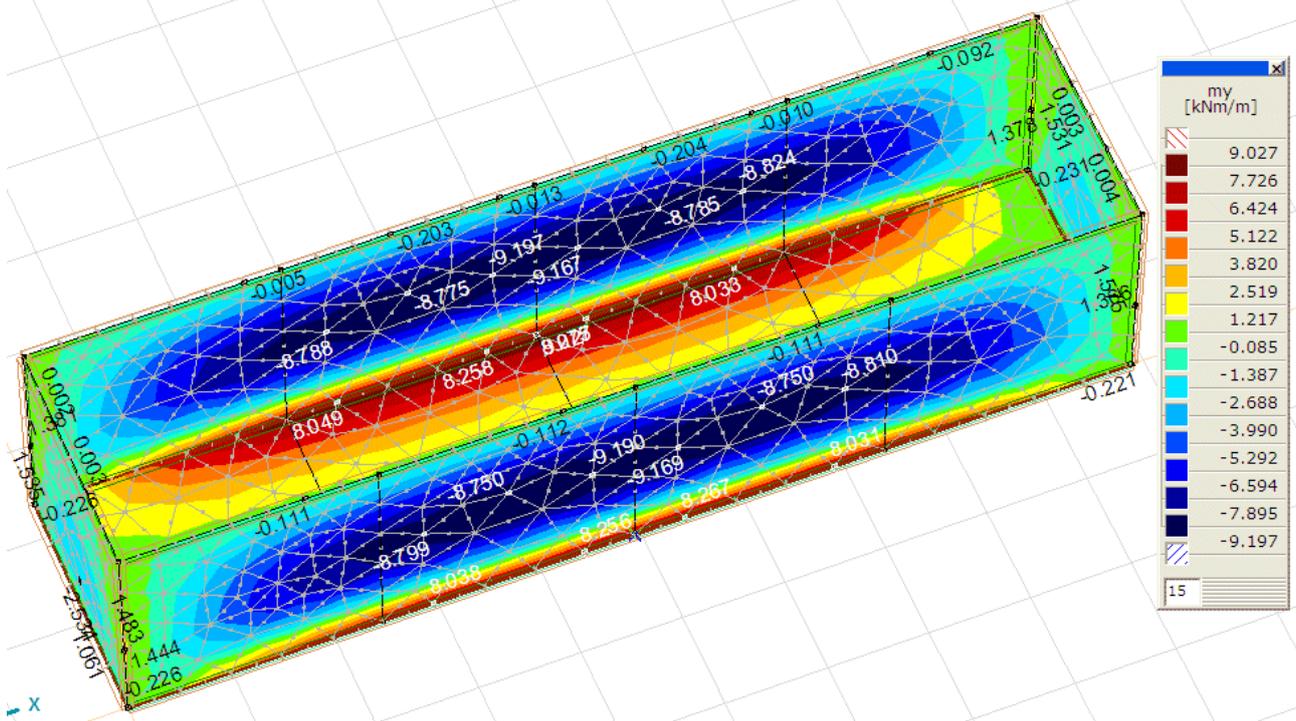


Fig. 13 – SLU4 – M_y

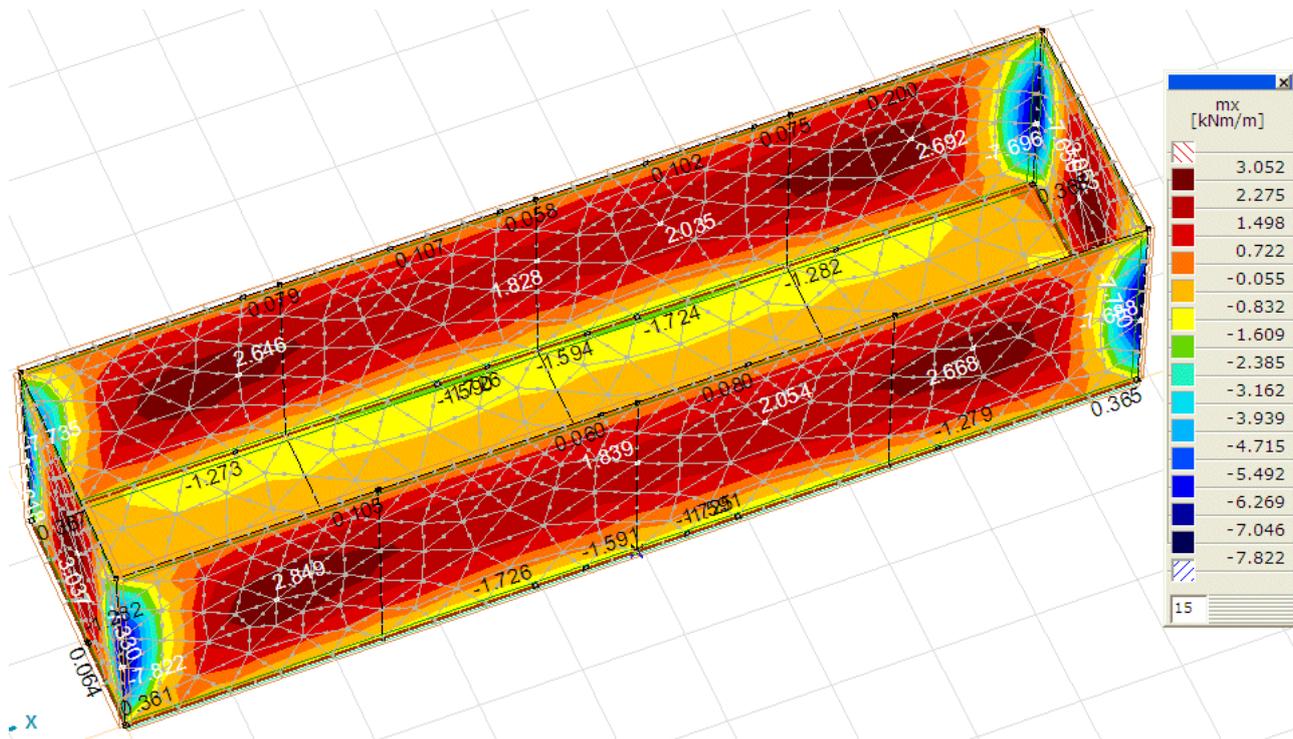


Fig. 14 – SLE1 – M_x

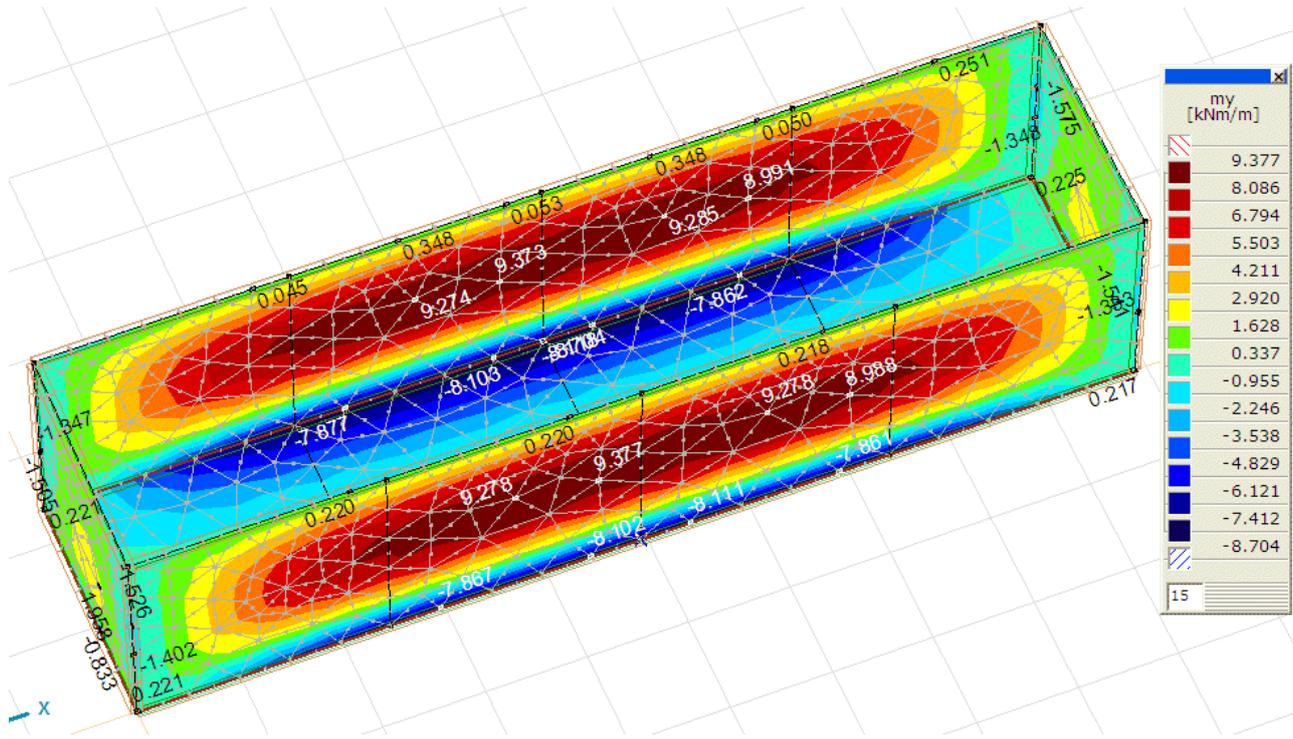


Fig. 15 – SLE1 – M_y

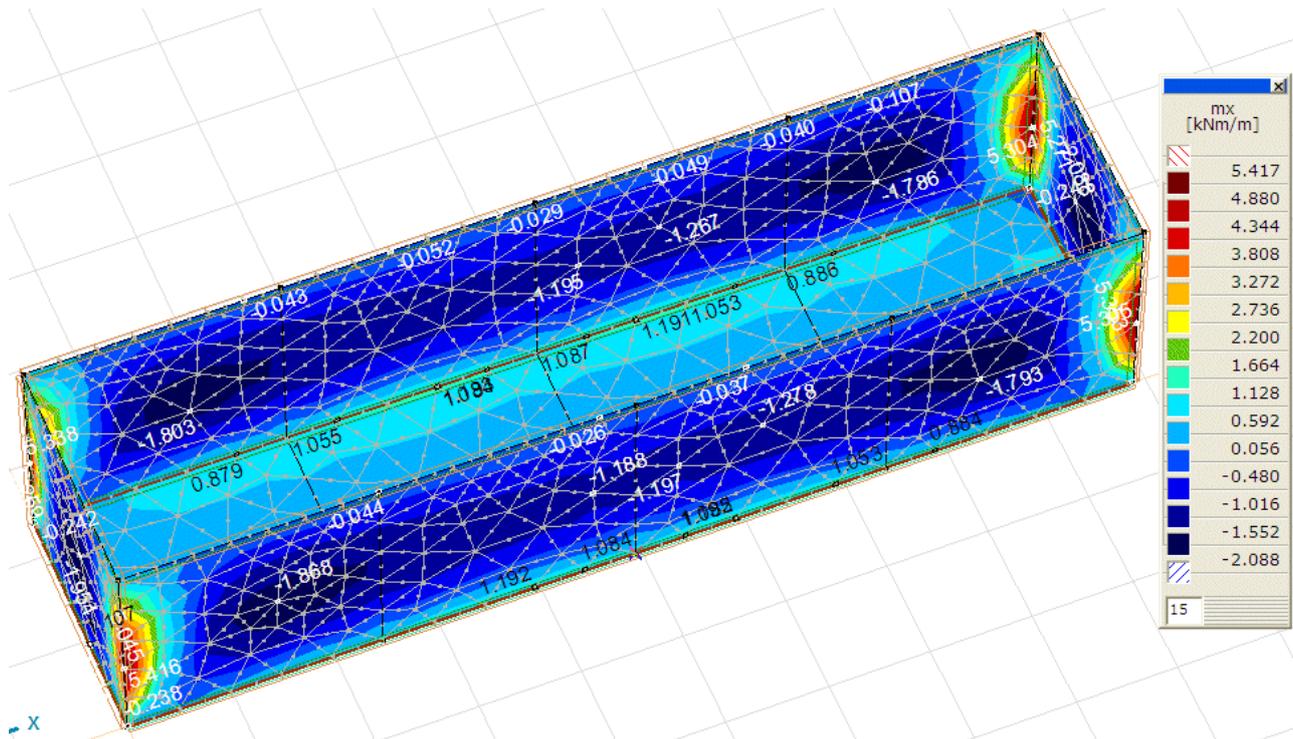


Fig. 16 – SLE2 – M_x

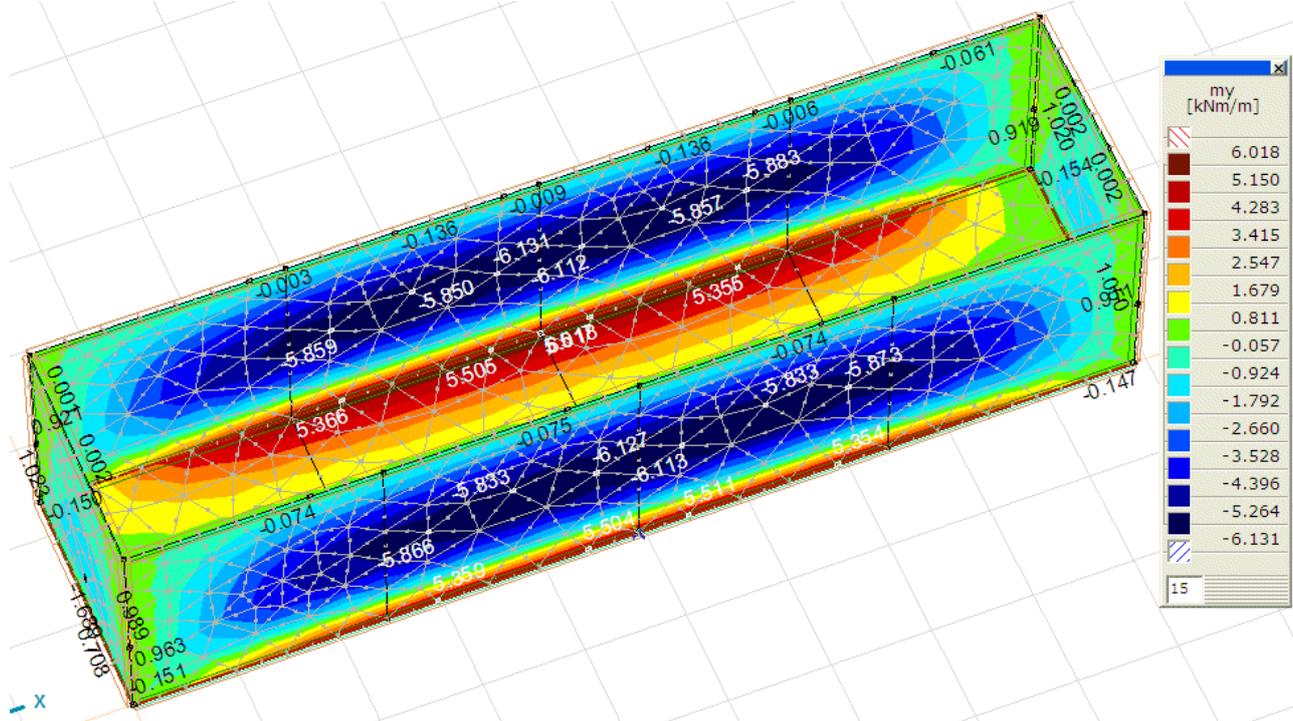


Fig. 17 – SLE2 – M_y

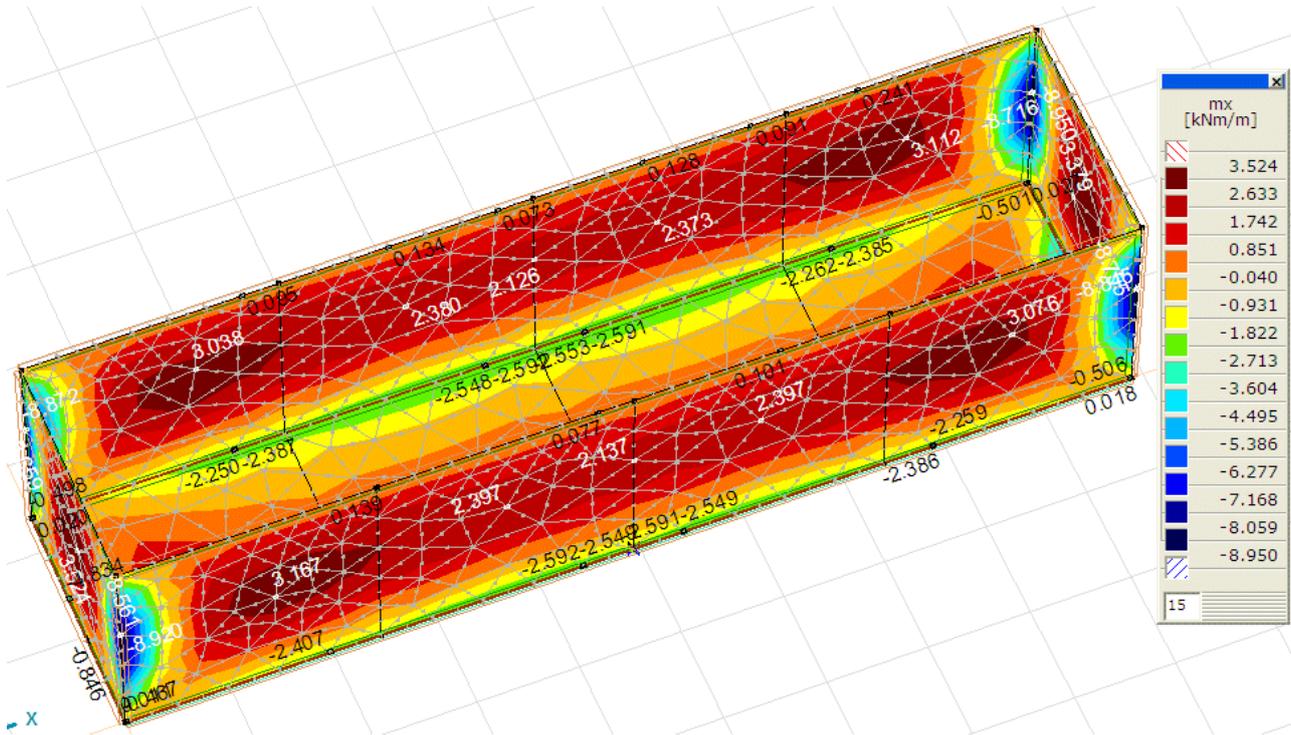


Fig. 18 – SLE3 – Mx

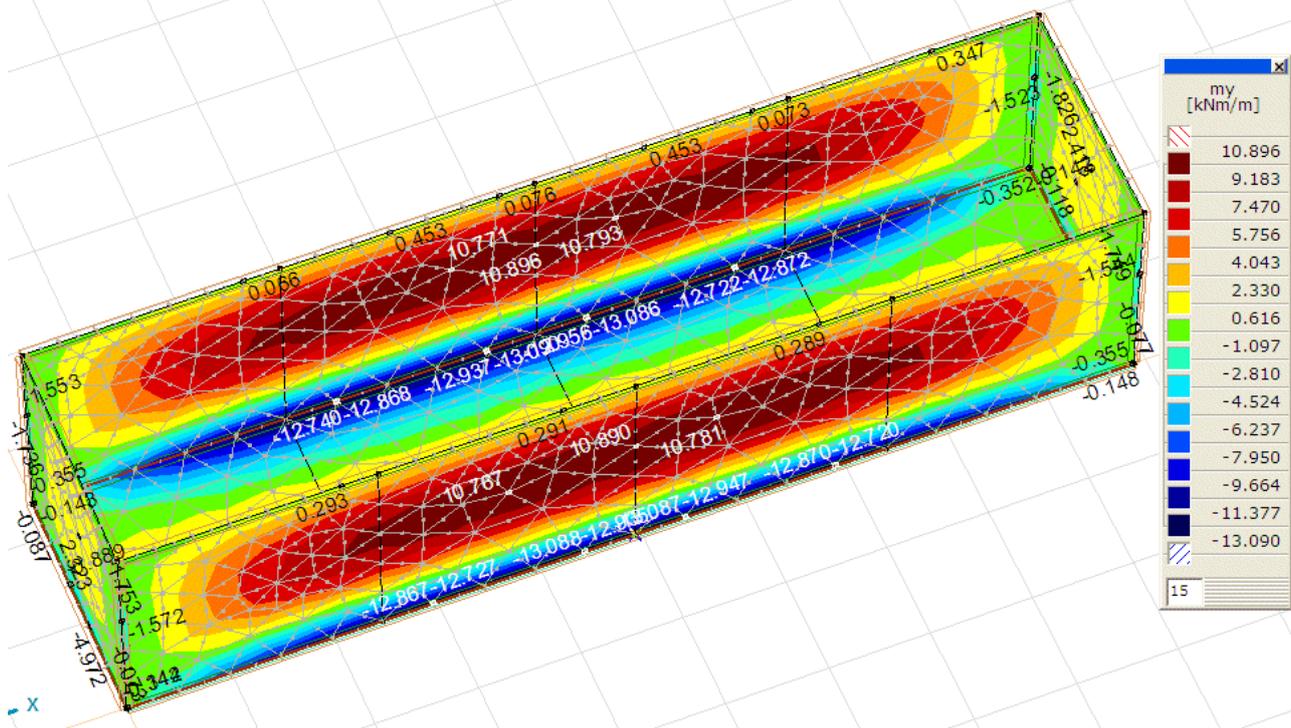


Fig. 19 – SLE3 – My

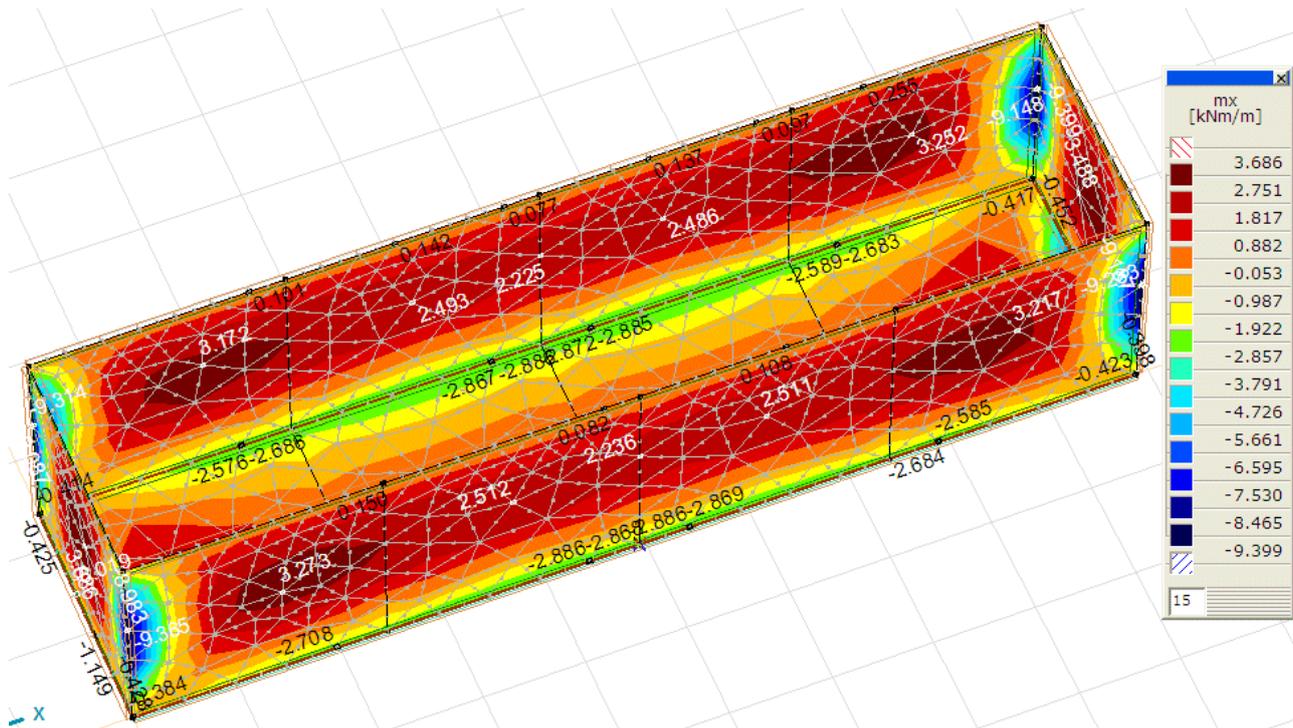


Fig. 20 – SLE4 – M_x

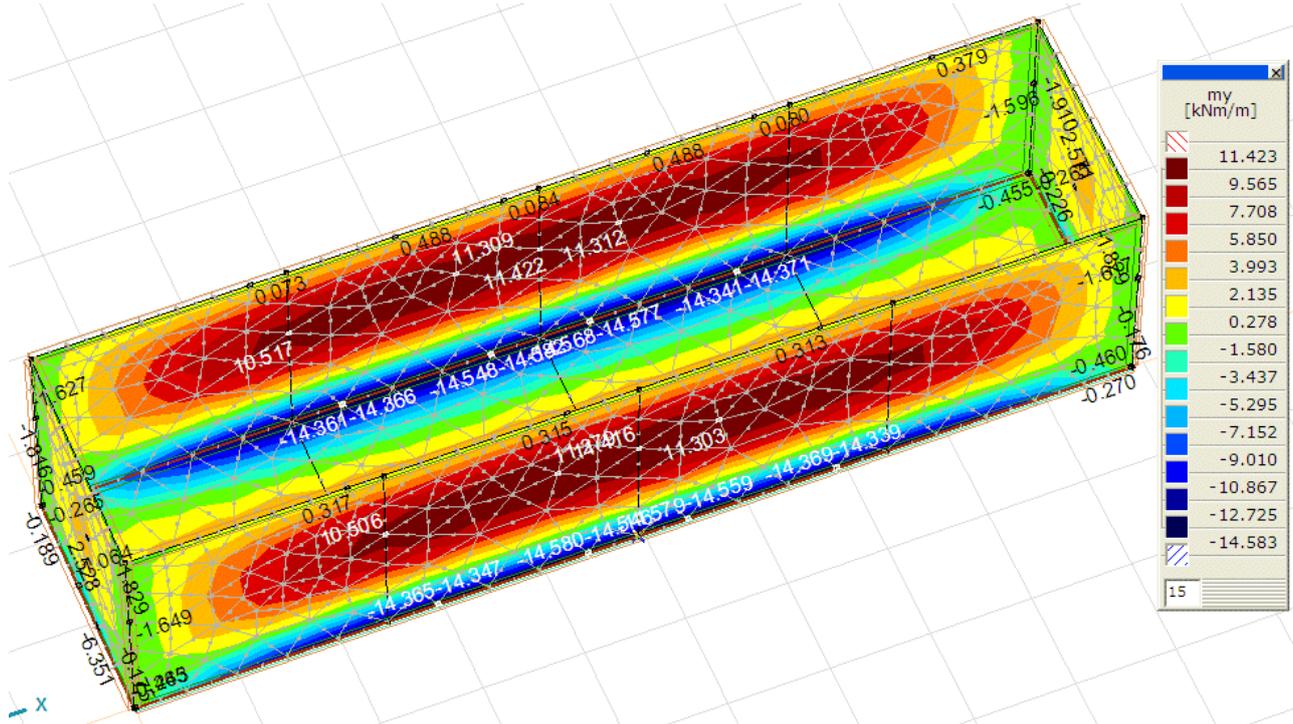


Fig. 21 – SLE4 – M_y

Nelle fig. 22 e 23 sono riportati i diagrammi delle azioni taglianti T_{xz} e T_{yz} massime e minime nelle condizioni SLU.

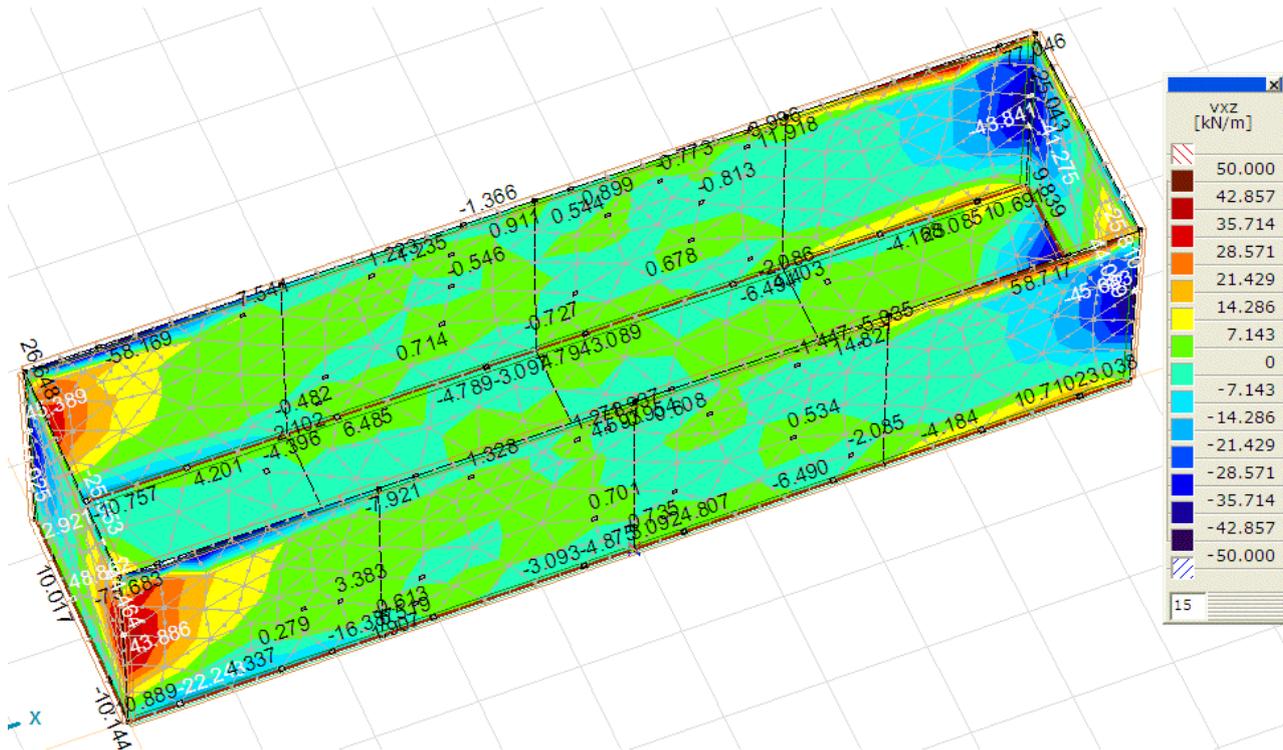


Fig. 22 – SLU2 - V_{xz}

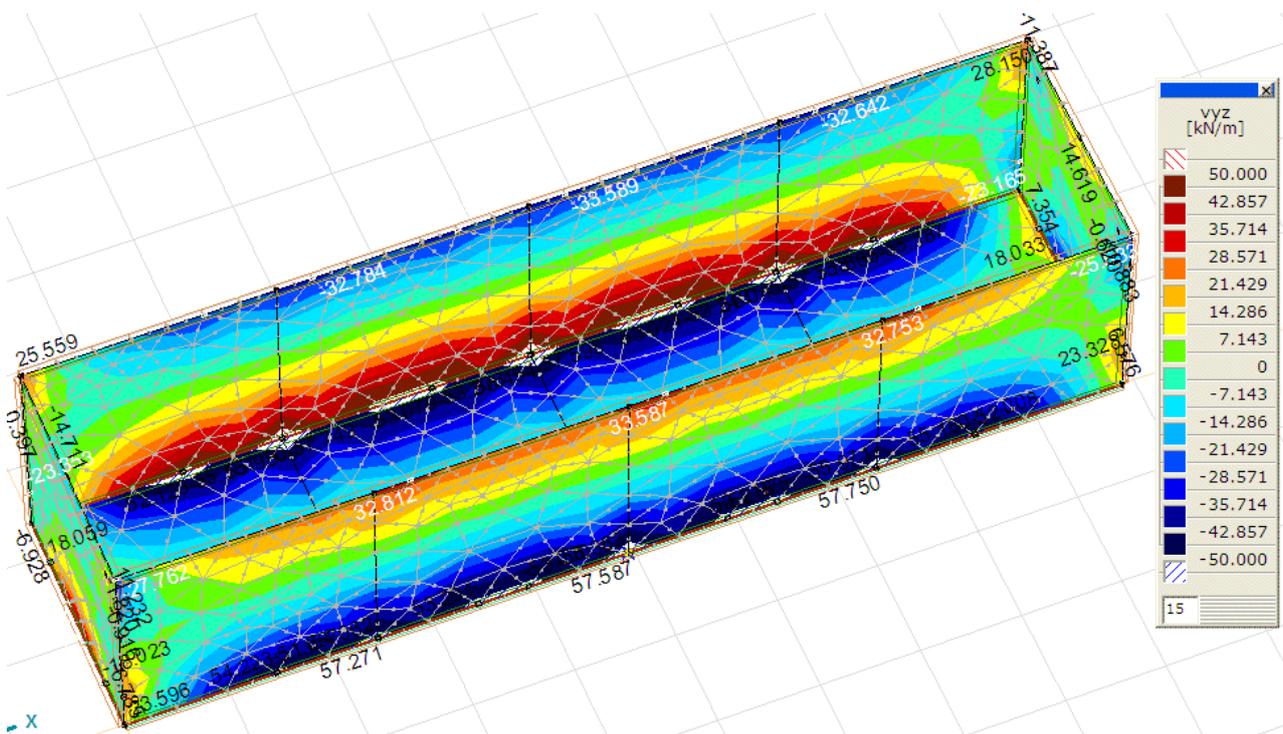


Fig. 23 – SLU2 - V_{yz}

10 – CACOLO SOLETTA DI BASE

Le vasche debbono essere poste su di una soletta di base di 15 cm di spessore armata con rete elettrosaldata $\phi 8/15 \times 15$ cm che sporge di 25 cm da ogni lato del manufatto.

In tal modo le sollecitazioni che si generano su di essa valgono :

sforzo massimo della relazione del bordo inferiore :

SLU

$R_z = 35 \text{ kN/ml}$

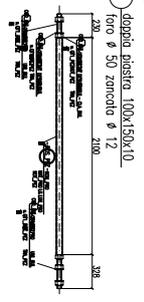
$M_{\max} = 35 \cdot 0.25 = 8.75 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$T_{\max} = 35 \text{ kN}$

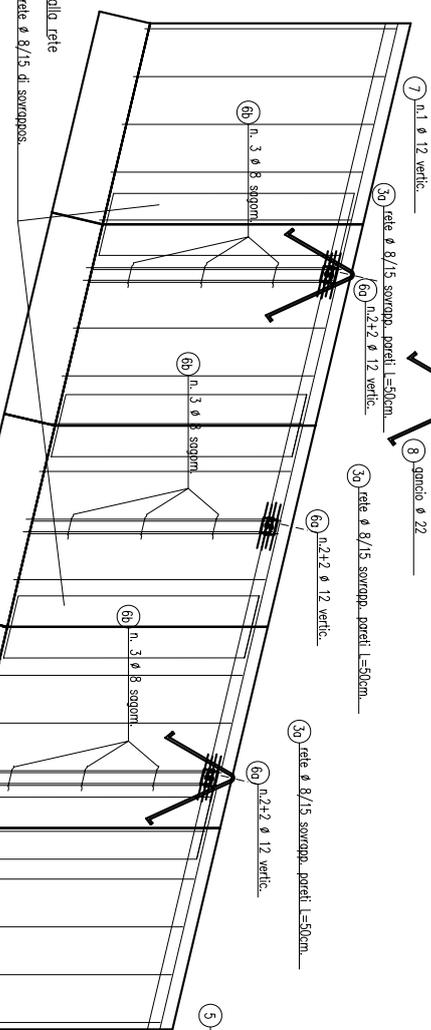
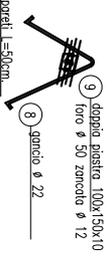
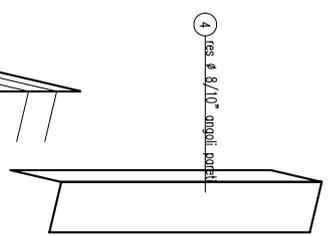
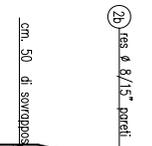
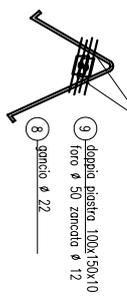
Nella successiva tabella si riporta la verifica della soletta :

Soletta di base	b	h	n	Armatura inferiore				Mu	ρ_1	k	Vrd	w_{K}
				n1	ϕ_1	Af1	h1					
	mm	mm				mmq	mm	KN*m			KN	mm
SLU	1000	150	15	6.67	8	335	75	-9.03	0.004	2	43.66	0.000

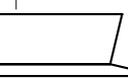
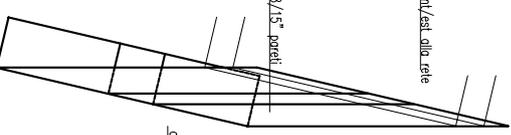
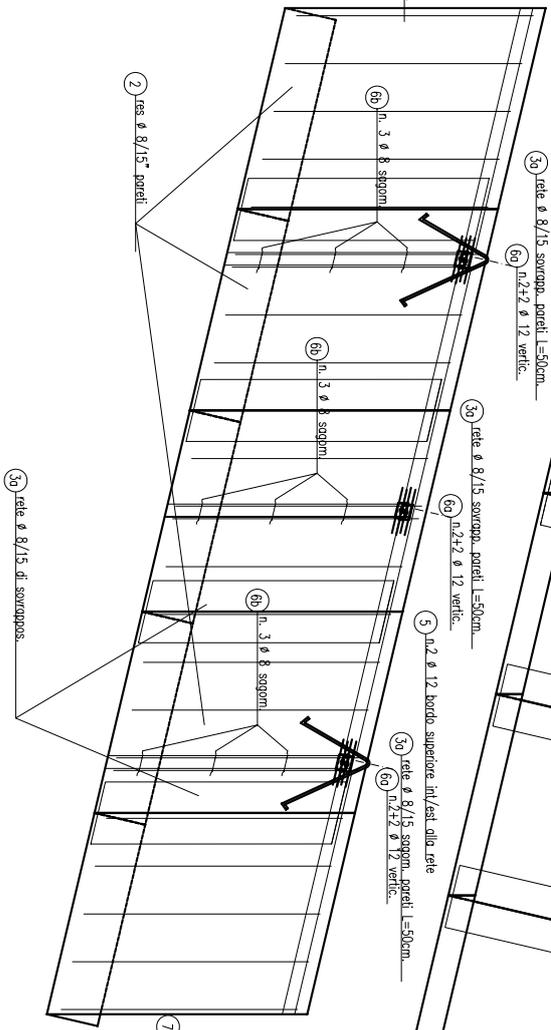
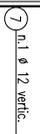
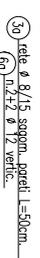
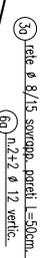
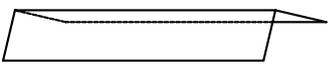
- 1 res. ϕ 8/10" fondo [2x3]
- 2 res. ϕ 8/15" pareti [2x3]
- 3a res. ϕ 8/15" pareti [1.5x3] sovrapposta
- 3b res. ϕ 8/15" sovrapp. pareti L=50cm
- 3c rete ϕ 8/10" sovrapp. fondo L=50cm
- 4 res. ϕ 8/10" angoli pareti [cm. 50x50]
- 5 n.2 ϕ 12 bordo superiore int/est alla rete
- 6a n.2+2 ϕ 12 vertic. in corrispond. dei fronti e dei ganci
- 6b n. 3 ϕ 8 soqom. L= 50 cm
- 7 n.1 ϕ 12 vertic. lato interno /50 cm. ca.
- 8 gancio ϕ 22
- 9 doppia piastra 100x150x10 foro ϕ 50 zancata ϕ 12

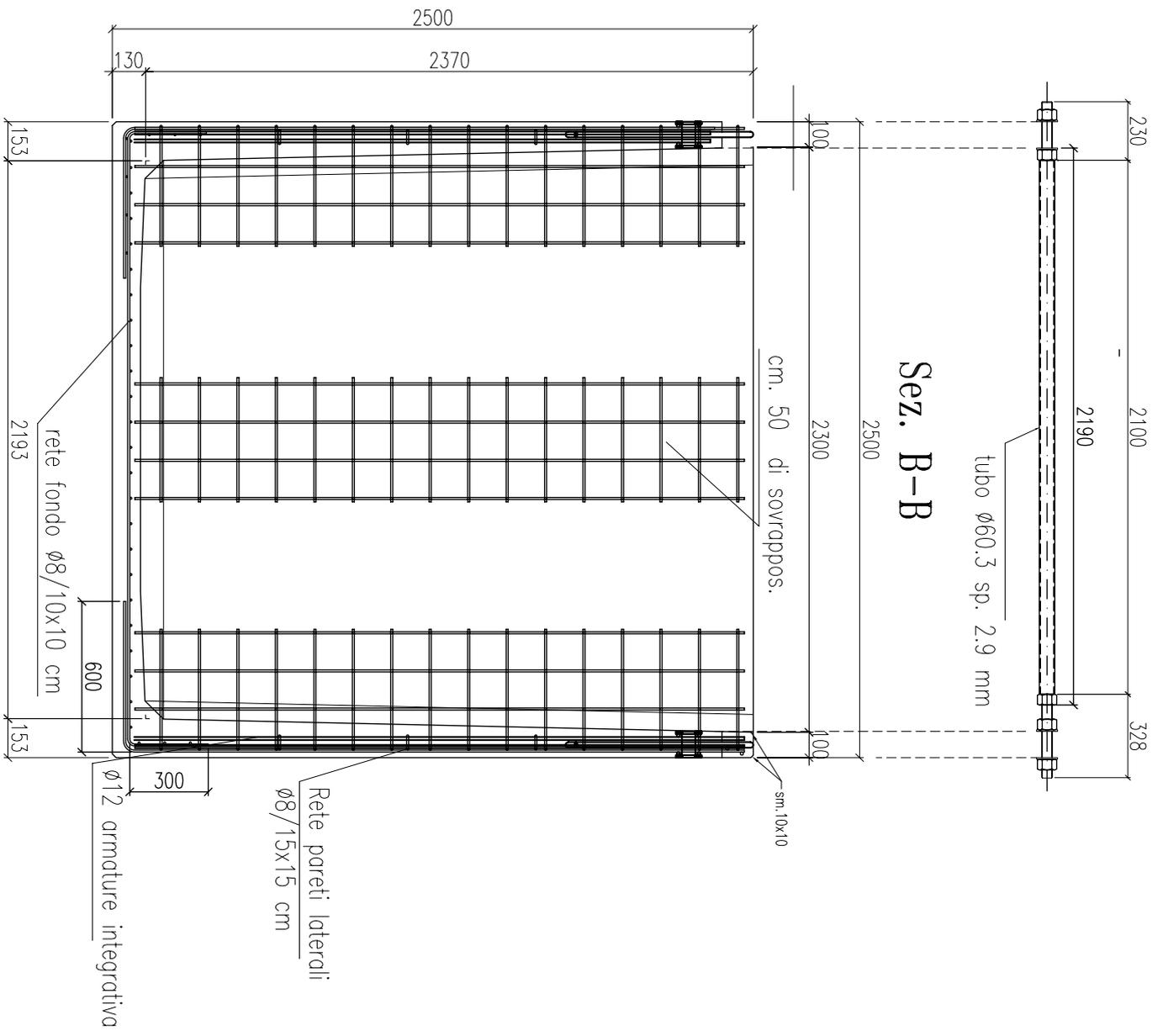


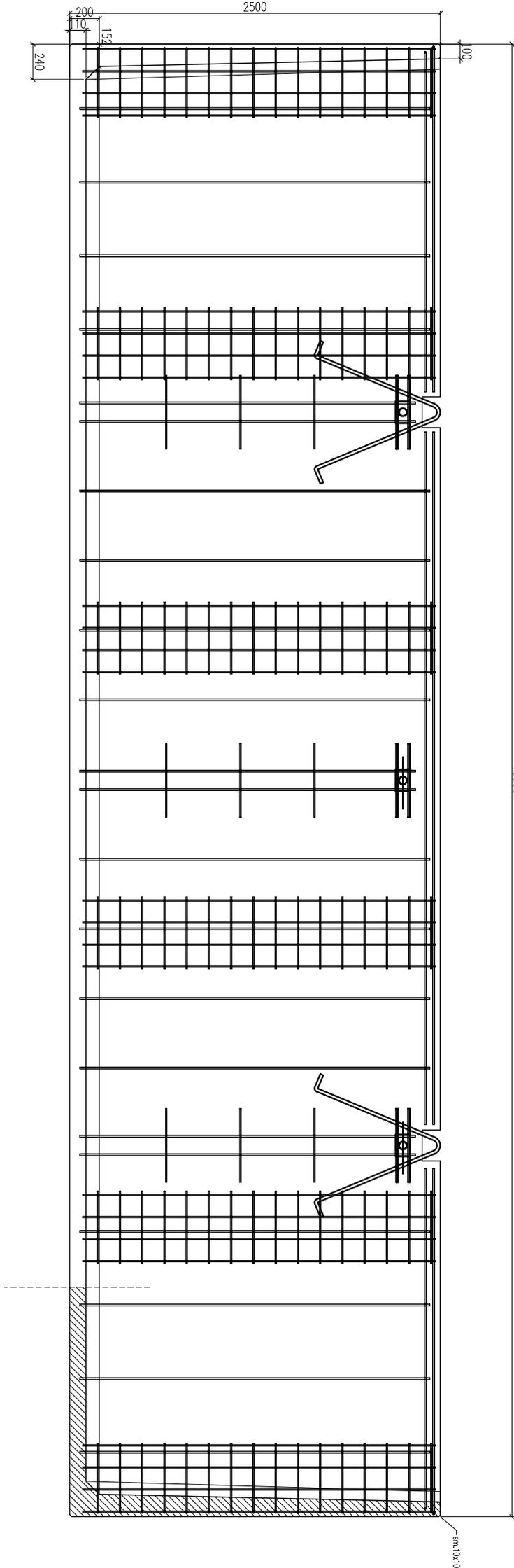
solidatura di posizionam.



cm. 50 di sovrappos.



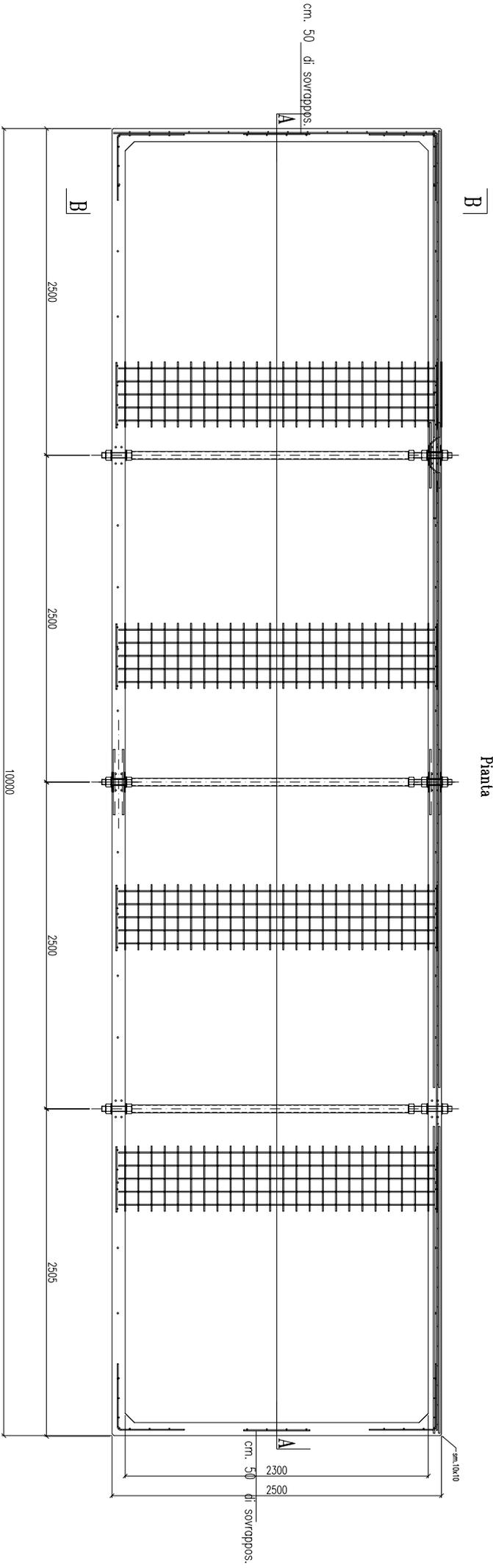


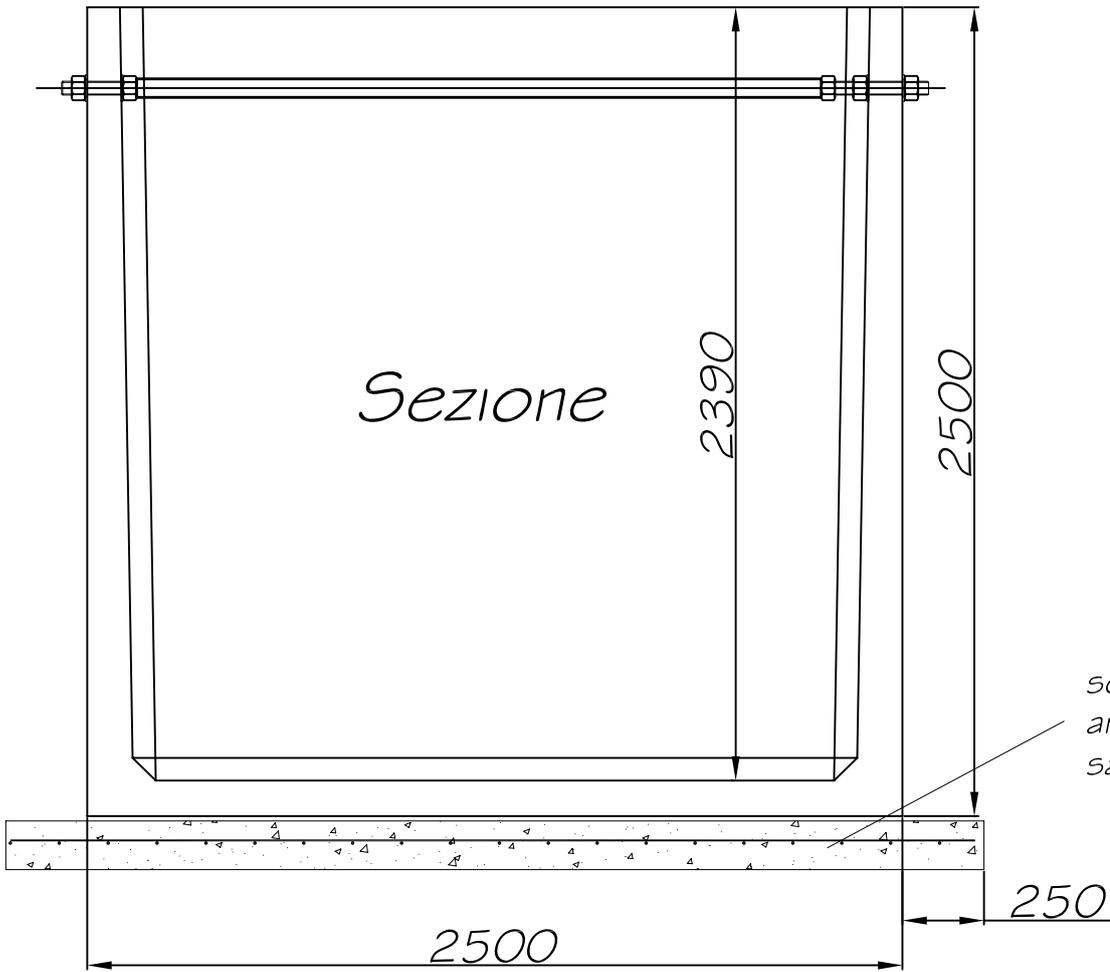


Sez. A-A

10000

sm. 10x10





soletta sp. 15 cm
armata con rete elettro-
saldada Ø8/15x15 cm