

AUTORITA' PORTUALE DI GENOVA



PROGETTO DEFINITIVO DELLA NUOVA CALATA AD USO
CANTIERISTICA NAVALE ALL'INTERNO DEL PORTO PETROLI
DI GENOVA SESTRI PONENTE E DELLA SISTEMAZIONE
IDRAULICA DEL RIO MOLINASSI

LOTTO 2

FORMAZIONE DI UNA NUOVA CALATA AD USO CANTIERISTICA
NAVALE

RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE

PROGETTISTA INCARICATO DA COCIV



COMMESSA: 4 5 5 0 2 3 7 6 FASE: D LOTTO: 2 TIPO DOC.: R PROGR.: 0 0 6 REV.: B

PROGETTAZIONE

Rev.	Descrizione Emissione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	IL PROGETTISTA Dott. Ing. S. Susani
A	Prima Emissione	Polli	30/09/2014	Lo Turco	30/09/2014	Susani	30/09/2014	
B	Recepimento Progetto di Risoluzione Oleodotti	Polli	05/12/2014	Lo Turco	05/12/2014	Susani	05/12/2014	

VERIFICATO:

VALIDATO: AUTORITÀ PORTUALE DI GENOVA

IL RUP		ASSISTENTI AL RUP	
Dott. Ing. A. Pieracci		Dott. Geol. G Canepa Geom. I. Dellepiane Geom. G. Di Luca P.I. F. Piazza Dott. Ing. D. Sciutto Dott. Ing. M. Vaccari Dott. Ing. C. Vincenzi	

INDICE

1.	PREMESSA	5
1.1.	Cassone tipo A1	7
1.2.	Cassone tipo B1	10
2.	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	13
3.	CODICI DI CALCOLO IMPIEGATI.....	14
3.1.	Orientamento e convenzioni di segno degli elementi	15
4.	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI.....	17
4.1.	Caratteristiche del calcestruzzo.....	17
4.2.	Caratteristiche dell'acciaio per c.a.	18
4.3.	Fattori di sicurezza sui materiali	18
5.	ANALISI DEI CARICHI.....	19
5.1.	Carichi permanenti (G)	19
5.1.1.	Peso proprio degli elementi strutturali (G1)	19
5.1.2.	Permanententi portati non strutturali (G2)	23
5.2.	Carichi accidentali (Q)	24
5.2.1.	Sovraccarico dovuto al piazzale (Q1)	24
5.2.2.	Sovraccarico distribuito al di sopra dei cassoni (Q2)	24
5.2.3.	Carico verticale carroponete(Q3)	25
5.2.4.	Tiro alla bitta (Q4)	26
5.2.5.	Reazione vincolare trasferita dai parabordi (Q5).....	26
5.3.	Azioni sismiche (E)	27
6.	COMBINAZIONE DELLE AZIONI	30
6.1.	Definizione delle combinazioni	30
6.2.	Coefficienti di combinazione	32
6.3.	Riepilogo delle combinazioni implementate	33
7.	METODI DI ANALISI E DI VERIFICA	34
7.1.	Vincoli esterni	34
8.	CRITERI DI VERIFICA.....	35
8.1.	Dettagli per le verifiche strutturali SLU+SISM	35
8.1.1.	Ipotesi di base.....	35
8.1.2.	Diagrammi di calcolo tensione-deformazione nel calcestruzzo.....	36
8.1.3.	Diagrammi di calcolo tensione-deformazione nell'acciaio.....	36
8.1.4.	Analisi della sezione	37
8.2.	Dettagli per le verifiche SLE	38



8.2.1.	Verifiche a fessurazione	38
8.2.2.	Verifiche tensionali.....	39
8.2.3.	Verifiche a deformazione	40
8.3.	Orientamento degli elementi del modello di calcolo	40
9.	RISULTATI E VERIFICHE STRUTTURALI: CASSONE TIPO A1	41
9.1.	Sollecitazioni agenti.....	41
9.1.1.	Platea 70cm	42
9.1.1.1.	Sollecitazioni SLU+SISM.....	42
9.1.1.2.	Sollecitazioni e tensioni SLE	45
9.1.2.	Muri esterni 40cm	48
9.1.2.1.	Sollecitazioni SLU+SISM.....	48
9.1.2.2.	Sollecitazioni e tensioni SLE	51
9.1.3.	Muri esterni 35cm	54
9.1.3.1.	Sollecitazioni SLU+SISM.....	54
9.1.3.2.	Sollecitazioni e tensioni SLE	57
9.1.4.	Muri interni 20cm	60
9.1.4.1.	Sollecitazioni SLU+SISM.....	60
9.1.4.2.	Sollecitazioni e tensioni SLE	63
9.2.	Verifiche strutturali	66
9.2.1.	Platea 70cm	67
9.2.1.1.	Presso-tenso flessione	67
9.2.1.2.	Taglio.....	70
9.2.2.	Muri esterni 40cm	71
9.2.2.1.	Presso-tenso flessione	71
9.2.2.2.	Taglio.....	73
9.2.3.	Muri esterni 35cm	74
9.2.3.1.	Presso-tenso flessione	74
9.2.3.2.	Taglio.....	76
9.2.4.	Muri interni 20cm	77
9.2.4.1.	Presso-tenso flessione	77
9.2.4.2.	Taglio.....	79
10.	RISULTATI E VERIFICHE STRUTTURALI: CASSONE TIPO B1	80
10.1.	Sollecitazioni agenti.....	80
10.1.1.	Platea 70cm.....	81
10.1.1.1.	Sollecitazioni SLU+SISM.....	81
10.1.2.	Muri esterni 40cm	87
10.1.3.	Muri esterni 35cm	93



10.1.4.	Muri interni 20cm	99
10.2.	Verifiche strutturali	105
10.2.1.	Platea 70cm.....	106
10.2.2.	Muri esterni 40cm	110
10.2.3.	Muri esterni 35cm	113
10.2.4.	Muri interni 20cm	116
11.	CALCOLO DELLA STABILITÀ NAUTICA DEI CASSONI	119
11.1.	Premessa.....	119
11.2.	Modalità di verifica	121
11.3.	Cassone tipo A1	123
11.4.	Cassone tipo A2	126
11.5.	Cassone tipo B1	129
11.6.	Cassone tipo B2	132
11.7.	Cassone tipo B3	135
12.	DIMENSIONAMENTO DEL SISTEMA DI ALLONTANAMENTO DELLE ACQUE MARINE IN FASE DI RIEMPIMENTO DELLA COLMATA	138
12.1.	Premessa.....	138
12.2.	Calcolo della massima capacità di smaltimento delle acque.....	139
12.3.	Calcolo della massima portata in ingresso	141



1. PREMESSA

La presente relazione contiene i calcoli strutturali relativi ai cassoni in cemento armato: si tratta di verificare la resistenza strutturale sottoposti alle azioni esterne che saranno introdotte nei successivi paragrafi, verificando il soddisfacimento dei limiti imposti da normativa vigente.

Non si verificherà il comportamento deformativo dei cassoni, in quanto analizzato nella relazione geotecnica specialistica, a cui si rimanda.

La figura sottostante mostra lo stralcio della planimetria degli interventi strutturali.



Figura 1.1 stralcio della planimetria di progetto con individuazione dei cassoni

Sono previsti in totale 21 cassoni perimetrali, differenziati per dimensioni in pianta e profondità di imbasamento.

La tabella seguente riassume le dimensioni geometriche principali dei cassoni previsti.



GEOMETRIA DEI CASSONI DI PROGETTO				
TIPO	NUMERO	LARGHEZZA	LUNGHEZZA	QUOTA DI IMBASAMENTO
A1	2	8.80m	27.95m	-7.50m s.l.m.m.
A2	1	9.80m	16.00m	-7.50m s.l.m.m.
B1	15	16.00m	27.95m	-15.50m s.l.m.m.
B2	2	16.00m	22.10m	-15.50m s.l.m.m.
B3	1	16.00m	19.00m	-15.50m s.l.m.m.
TOTALE	21			

Tabella 1.1 geometria dei cassoni di progetto

Come si vedrà poi la modellazione strutturale riguarda analisi tridimensionali agli elementi finiti, in quanto non vi è simmetria tra le forze agenti sui manufatti; la quota di imbasamento e la larghezza dei cassoni rivestono inoltre un ruolo fondamentale nelle verifiche.

In definitiva si è scelto di modellare due cassoni tipo, rappresentativi di tutte le tipologie effettivamente presenti in progetto.



1.1. Cassone tipo A1

Avente le seguenti dimensioni:

- Larghezza 8.8m¹;
- Lunghezza 27.95m;
- Quota di imbasamento: -7.50m s.l.m.m.

Si riportano immagini che ne descrivono la geometria:

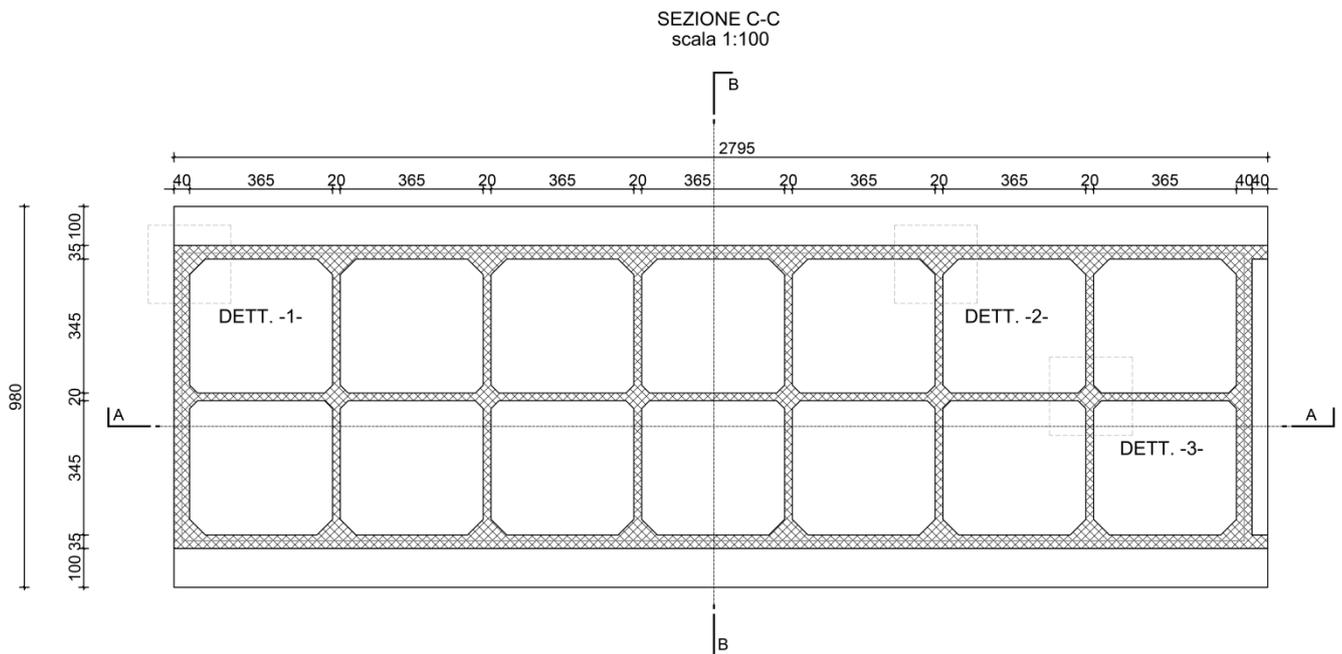


Figura 2 pianta

¹ Si è scelto di modellare il cassone A1 poichè risulta più stretto del tipo A2 e pertanto risulta penalizzato dal punto di vista dell'equilibrio



SEZIONE B-B
scala 1:100

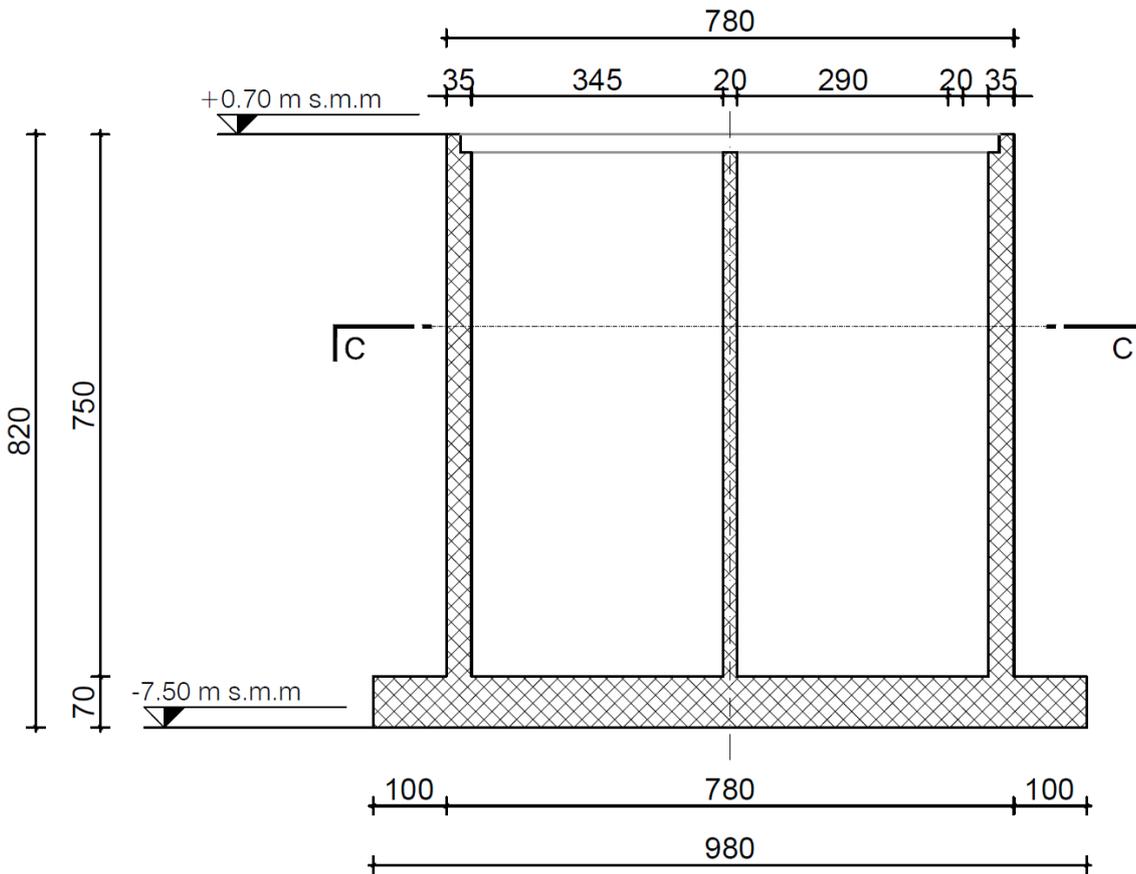


Figura 3 sezione trasversale

SEZIONE A-A
scala 1:100

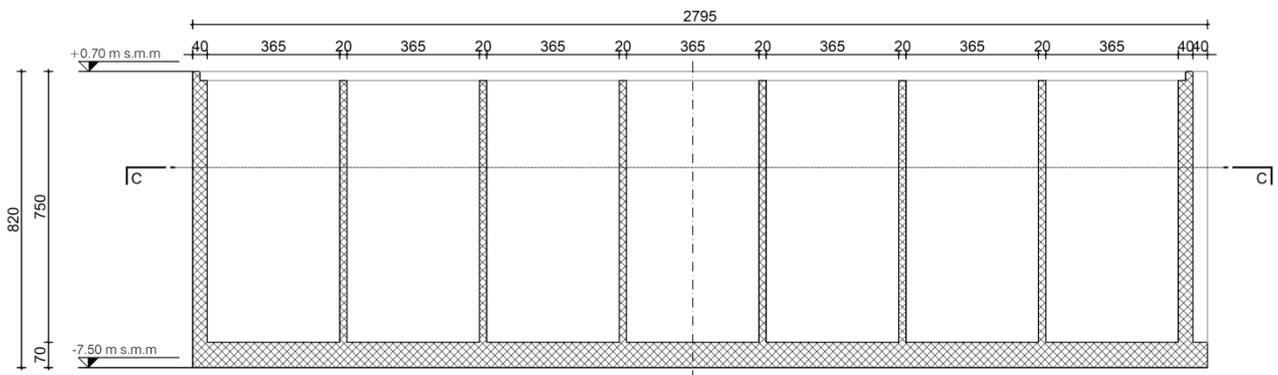


Figura 4 sezione longitudinale



CASSONI TIPO A1 E A2
sezione tipologica scala 1:100
dimensioni in cm

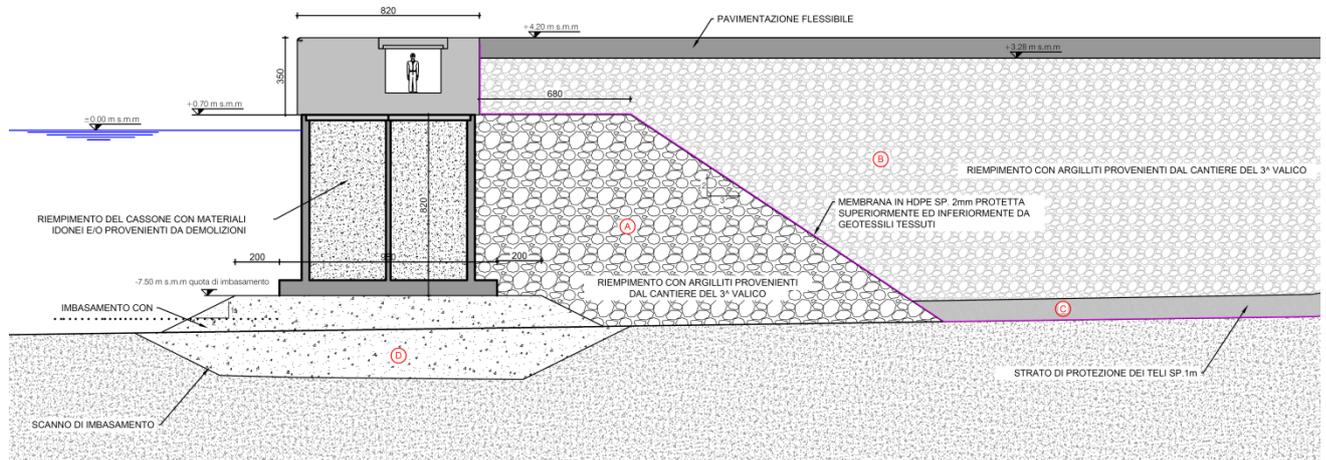


Figura 1.5 sezione tipologica di intervento (cassoni A1 e A2)

Per ogni ulteriore dettaglio si rimanda alle tavole grafiche di progetto.



1.2. Cassone tipo B1

Avente le seguenti dimensioni:

- Larghezza 16.0m;
- Lunghezza 27.95m;
- Quota di imbasamento: -15.50m s.l.m.m.

Si riportano immagini che ne descrivono la geometria:

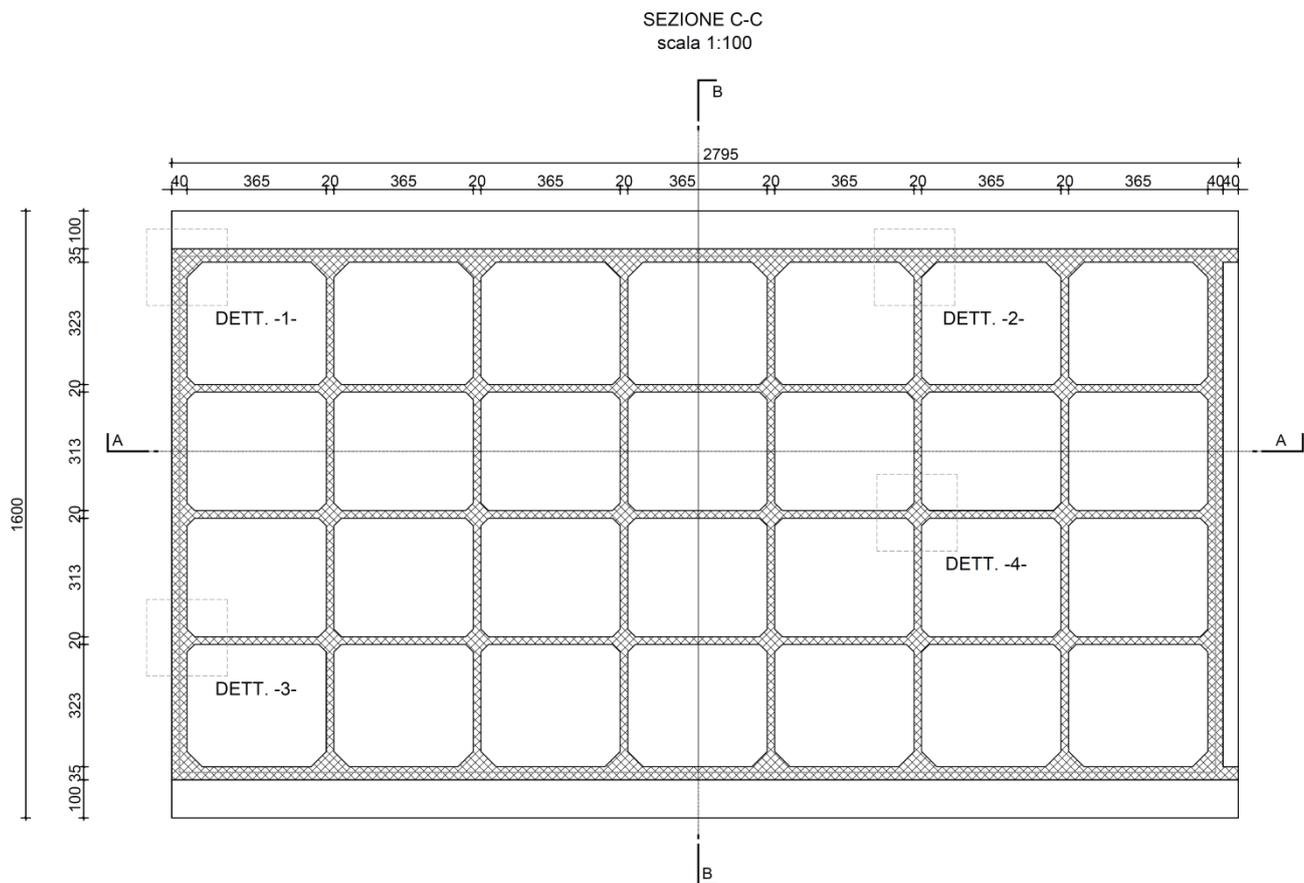


Figure 1 pianta



SEZIONE B-B
scala 1:100

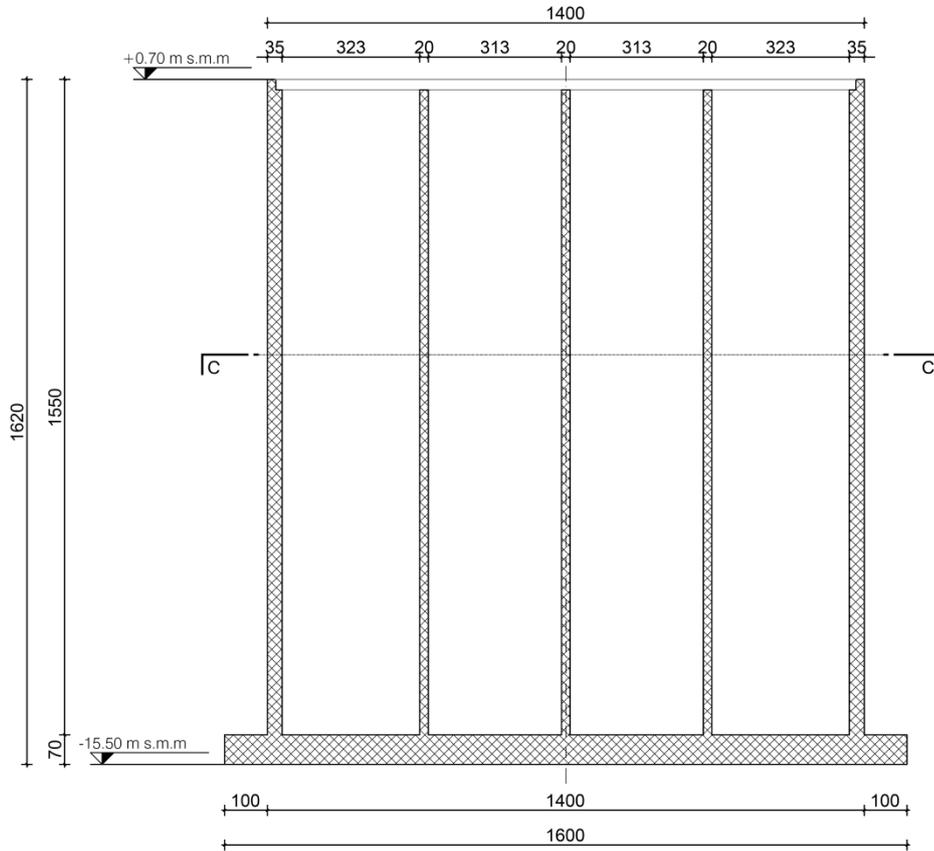


Figure 2 sezione trasversale



SEZIONE A-A
scala 1:100

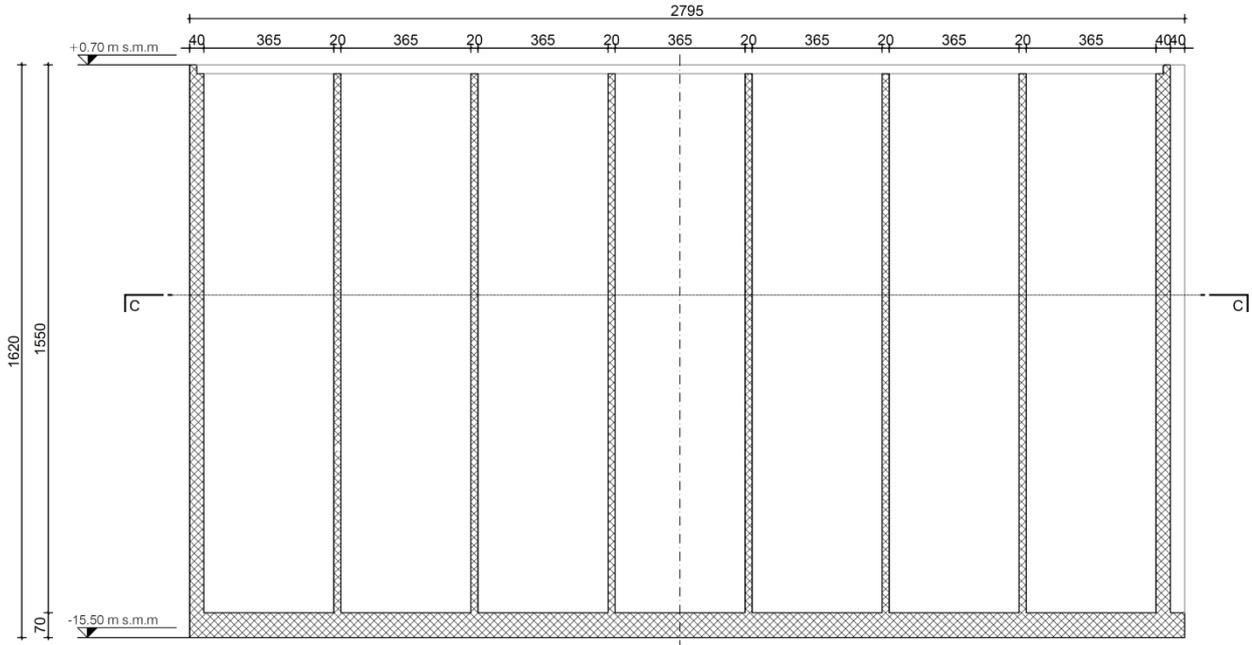


Figure 3 sezione longitudinale

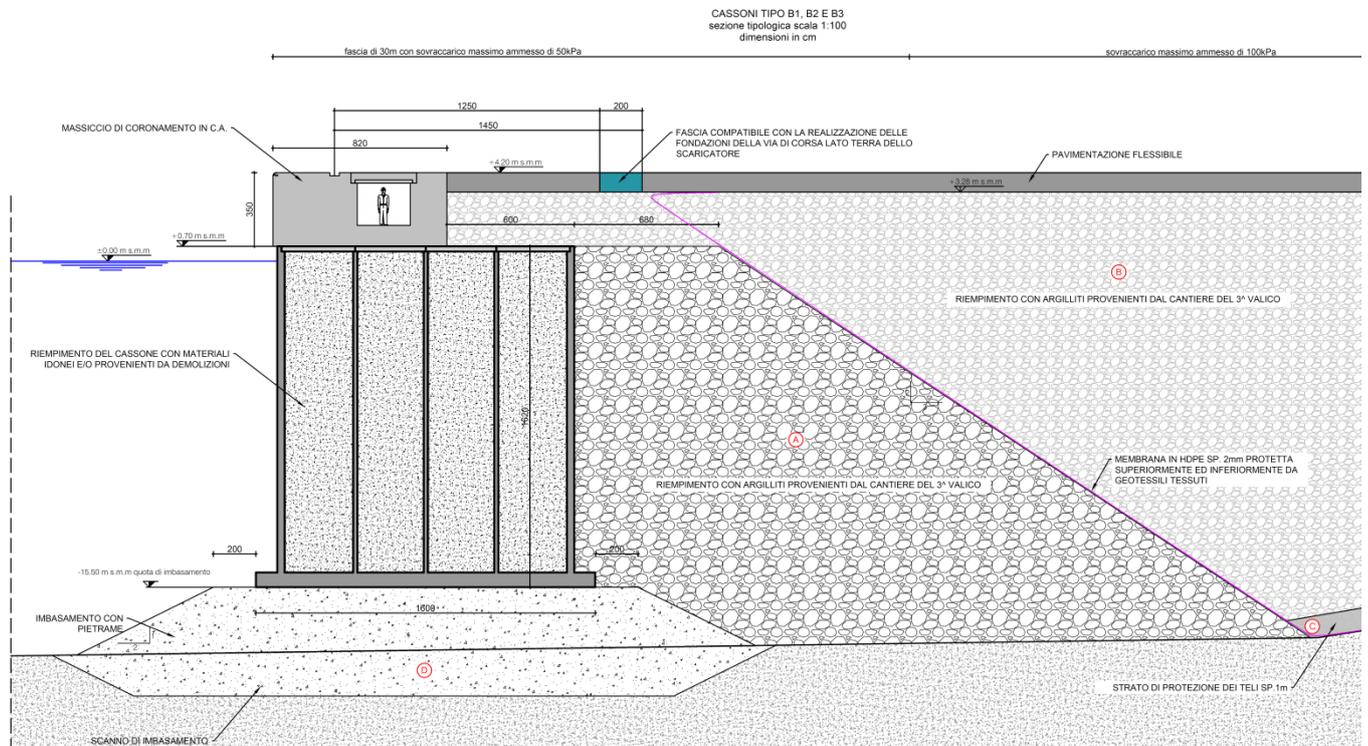


Figure 6 sezione tipologica di intervento (cassoni B1, B2 e B3)

Per ogni ulteriore dettaglio si rimanda alle tavole grafiche di progetto.



2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Nella progettazione sono state prese in considerazione le normative di seguito indicate:

- [1] **Decreto del Ministero delle Infrastrutture 14 gennaio 2008**, *Nuove Norme tecniche per le costruzioni* (NTC '08);
- [2] **Circolare del consiglio superiore dei L.L. PP. 2 Febbraio 2009, n. 617 Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D. M. 14 gennaio 2008**;



3. CODICI DI CALCOLO IMPIEGATI

Per il calcolo della resistenza e deformabilità delle strutture si è impiegato il seguente codice di calcolo:



Il programma Midas GEN 2014 (v1.1) è un software di calcolo agli elementi finiti di tipo generico. Esso permette la modellazione mono, bi e tridimensionale di modelli numerici basati su database di tipologie di elementi, materiali e conseguenti sezioni di calcolo nonché condizioni di vincolo e di carico applicabili in campo ingegneristico per l'analisi virtuale del comportamento strutturale considerato.

Le analisi che possono essere condotte si possono riassumere in: analisi elastico lineare, calcolo degli autovalori e autovettori, analisi spettrale, time history lineare e non lineare, P-Delta, buckling, carichi mobili, cedimenti, pushover, non linearità geometrica e non linearità del materiale, analisi di simulazione costruzione per fasi in ambito lineare e non lineare, calore di idratazione, pre e post compressione, analisi statica di sezioni composite, adeguamento passo passo delle condizioni di vincolo. Tali analisi possono tra loro essere combinate simultaneamente o meno a seconda del caso considerato.

Sono disponibili i seguenti elementi finiti per la discretizzazione del modello strutturale di volta in volta inserito: elementi reagenti a sola compressione e/o trazione, elementi resistenti a sola trazione, elementi che seguono la legge di Hook, elementi fune, elementi resistenti a sola compressione, elementi a comportamento rigido plastico, elementi trave generici a sezione qualsiasi e variabile lungo l'asse di sviluppo dell'elemento stesso, elementi plate membranali e non, elementi in stato piano di tensione, elementi tridimensionali, elementi "muri" membranali e non (estensione del modello plate), elementi in stato piano di deformazione, elementi in assialsimmetria. Non tutti gli elementi possono essere impiegati con le analisi che si possono condurre precedentemente descritte.



I materiali e le sezioni che possono essere impiegati sono di seguito riportati: materiale elastico, materiale non lineare in funzione del tempo, sezioni composite calcestruzzo – acciaio, sezioni composite precomprese, sezioni composite generiche, sezioni composite, variabili lungo l’asse di sviluppo dell’elemento considerato, sezioni a spessore assegnato e di rigidità assegnata. Anche in questo caso non tutti i materiali e/o sezioni possono essere impiegati simultaneamente con le analisi che si possono condurre precedentemente descritte.

3.1. Orientamento e convenzioni di segno degli elementi

Si riportano nel seguito le convenzioni di segno e orientamento dei principali elementi FEM utilizzati:

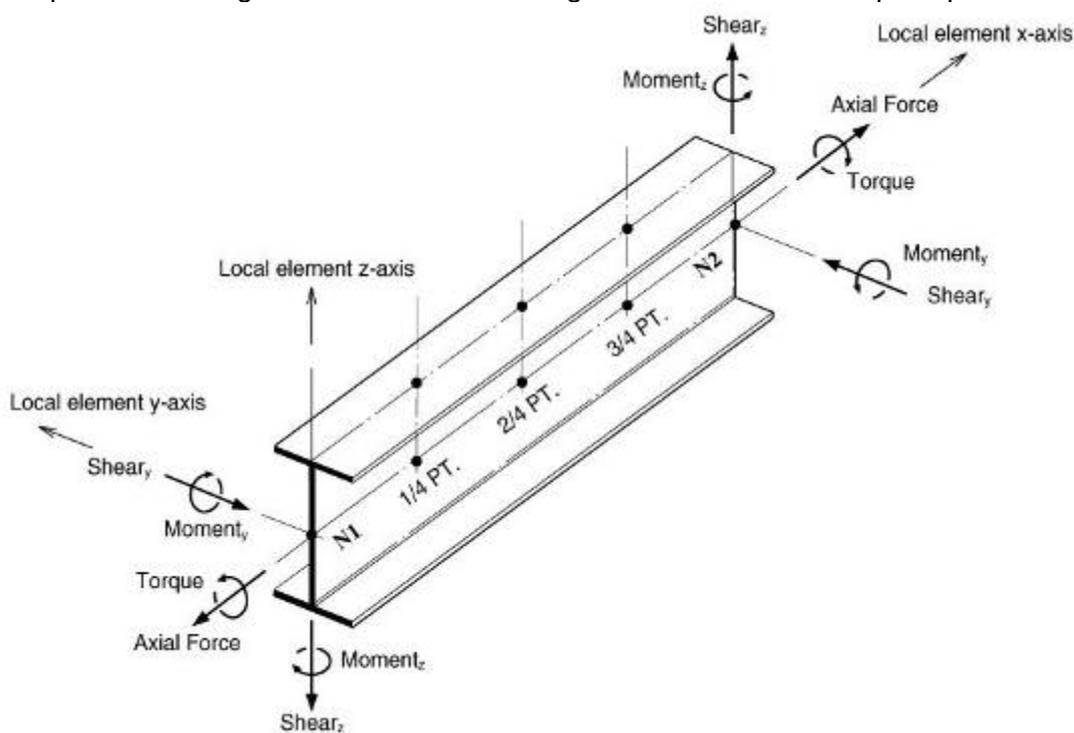


Figura 3.1 orientamento e convenzioni di segno per elementi beam

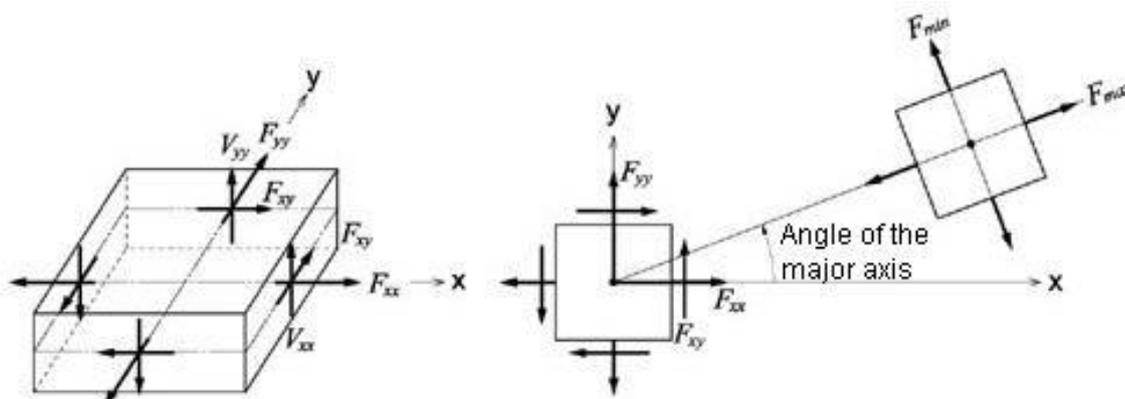


Figura 3.2 forze per unità di lunghezza negli elementi plate

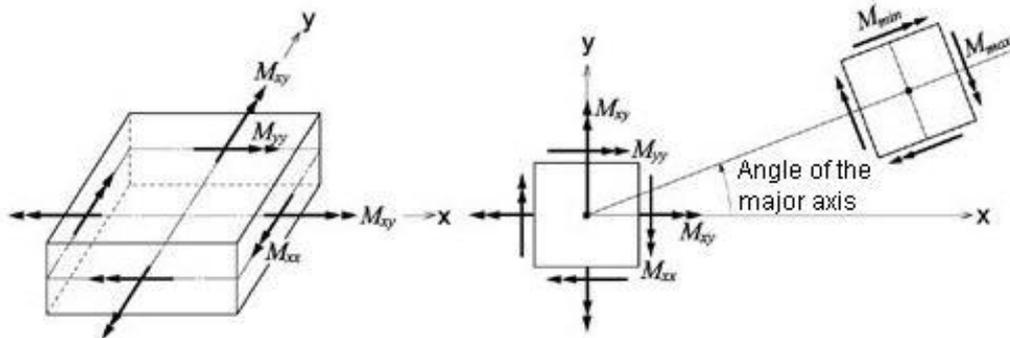
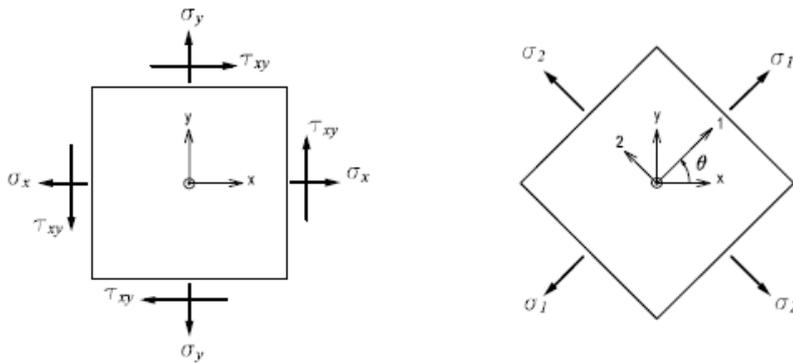


Figura 3.3 momenti per unità di lunghezza negli elementi plate

(a) Output locations of element stresses



σ_x : Axial stress in the ECS x - direction

σ_y : Axial stress in the ECS y - direction

τ_{xy} : Shear stress in the ECS x - y plane

$$\sigma_1 : \text{Maximum principal stress} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2}$$

$$\sigma_2 : \text{Minimum principal stress} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2}$$

$$\tau_{xy} : \text{Maximum shear stress} = \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2}$$

θ : Angle between the x - axis and the principal axis, 1

$$\sigma_{eff} : \text{von - Mises Stress} = \sqrt{\sigma_1^2 - \sigma_1\sigma_2 + \sigma_2^2}$$

(b) Sign convention for plate element stresses

Figura 4 convenzioni per le tensioni negli elementi plate



4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI

Le caratteristiche dei materiali utilizzati sono riportate in seguito.

4.1. Caratteristiche del calcestruzzo

Classe del calcestruzzo	C35/45
Classe di Resistenza :	Rck = 45 MPa
Massimo diametro dell'aggregato:	16mm
Massimo rapporto Acqua/Cemento;	0.45
Contenuto minimo di cemento:	360 kg/m ³
Classe di consistenza (SLUMP):	S4
Copriferro minimo netto:	cmin 5.00cm
Classe d'esposizione:	XS3 (secondo UNI 11104)

Descrizione della classe di esposizione: Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con elementi strutturali esposti alla battigia o alle zone soggette agli spruzzi ed onde del mare.

Modulo di Young:	Ecm	34 077 MPa
Resistenza caratteristica cilindrica:	fck	35.00 MPa
Resistenza di calcolo cilindrica:	fcd	19.83 MPa
Resistenza a trazione caratteristica:	fctk	2.25 MPa
Resistenza media a trazione	fctm	3.86 MPa
Resistenza di calcolo a trazione:	fctd	1.50 MPa



4.2. Caratteristiche dell'acciaio per c.a.

L'acciaio per c.a. da utilizzare nella realizzazione dell'opera deve presentare le caratteristiche riportate:

Acciaio in barre ad aderenza migliorata controllato in stabilimento

Acciaio tipo		B450C
Tensione snervamento	fy	450 MPa
Tensione di rottura	ft	540 MPa
Tensione di snervamento di progetto	fyd	391.3 MPa
Modulo di Young:	Es	206000 MPa

4.3. Fattori di sicurezza sui materiali

Oltre ai margini di sicurezza dati dall'amplificazione delle azioni si devono ridurre i parametri di resistenza caratteristica dei diversi materiali per i relativi fattori di sicurezza. Tali fattori riduttivi sono stati desunti dalla normativa e sono riportati nelle seguenti tabelle:

Fattori di sicurezza da normativa [1] per il calcestruzzo

Tipo di materiale: CALCESTRUZZO C35/45 → $Y_{M,c}$ 1.50

Fattori di sicurezza da normativa [1] per l'acciaio per armature

Tipo di materiale: ACCIAIO B450C → $Y_{M,a}$ 1.15

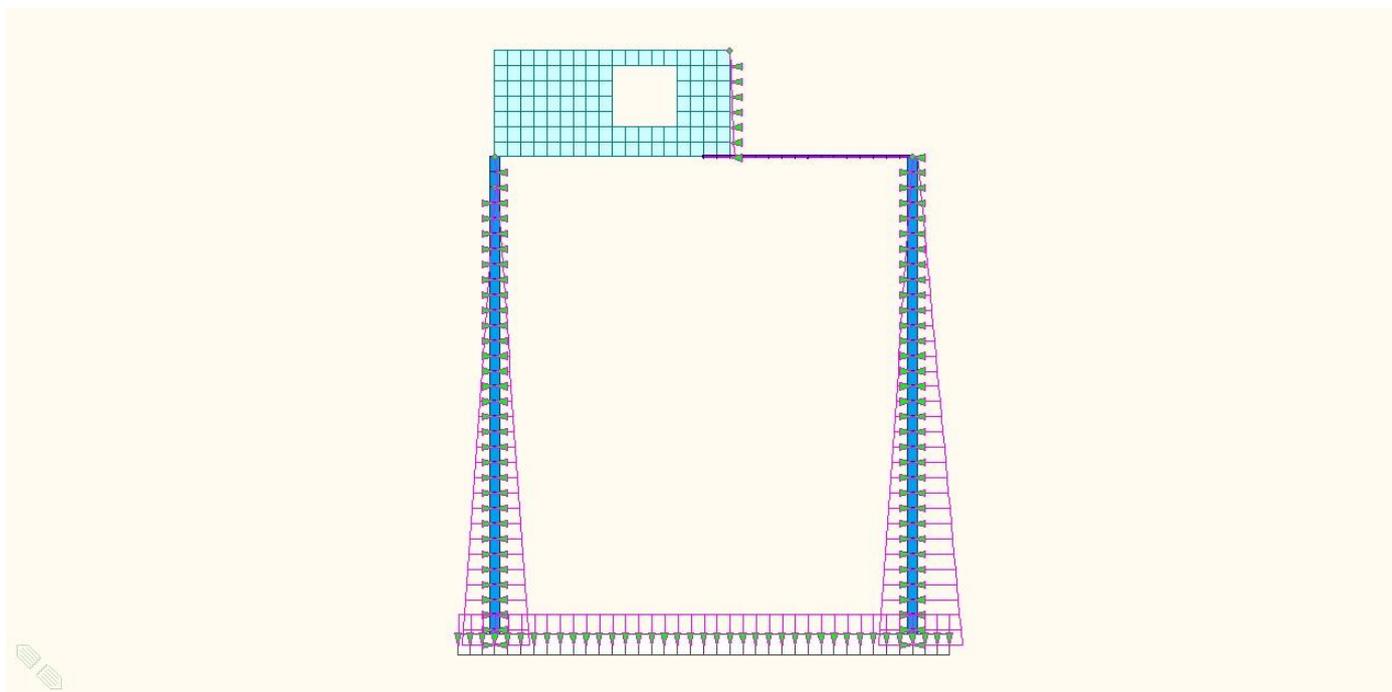


Figura 5 schema spinte azione G1

Nelle espressioni viste in precedenza il coefficiente di spinta K è il cosiddetto coefficiente di spinta attivo, che può essere visto in prima approssimazione come il rapporto minimo fra gli sforzi agenti sul piano orizzontale (contenimento ad opera del terreno circostante) e quelli agenti sul piano verticale (peso del terreno sovrastante ed eventuali sovraccarichi agenti sul piano campagna) applicati ad un elemento di terreno in condizioni di equilibrio plastico limite.

Tale coefficiente assumerà pertanto I seguenti valori:

$k = 0.273$ analisi statiche

$k = 0.390$ analisi sismiche

$k = 0.500$ analisi statiche e sismiche per il terreno contenuto all'interno del cassone

Il terreno inserito all'interno del cassone, non potendo deformarsi, spingerà appunto con un $k=0.50$, sempre come spinta triangolare crescente da cima cassone a base muri, e con il suo peso ($= Y_T \times H$), uniformemente distribuito in platea.

Le azioni non cambieranno quindi posizione o andamento ma solo grandezza, in funzione del k di spinta utilizzato (caso static / caso sismico).

Si riepilogano in seguito le quote e i valori di spinta lato terra nei 2 casi (statico e sismico) per le due tipologie di cassone (A e B):

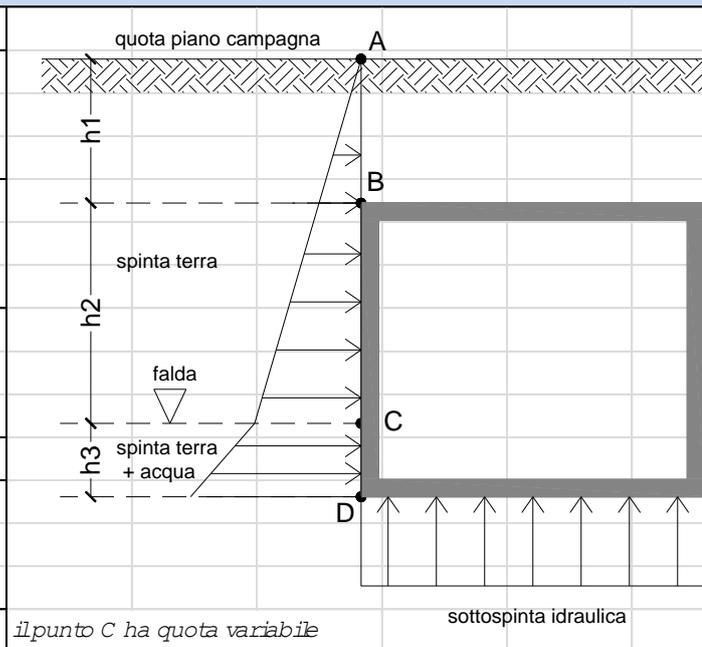


CALCOLO DELLA SPINTA LATERALE DELLE TERRE SU MANUFATTI INTERRATI

le spinte vengono calcolate con e pressioni si intendono a metro lineare di sviluppo del manufatto

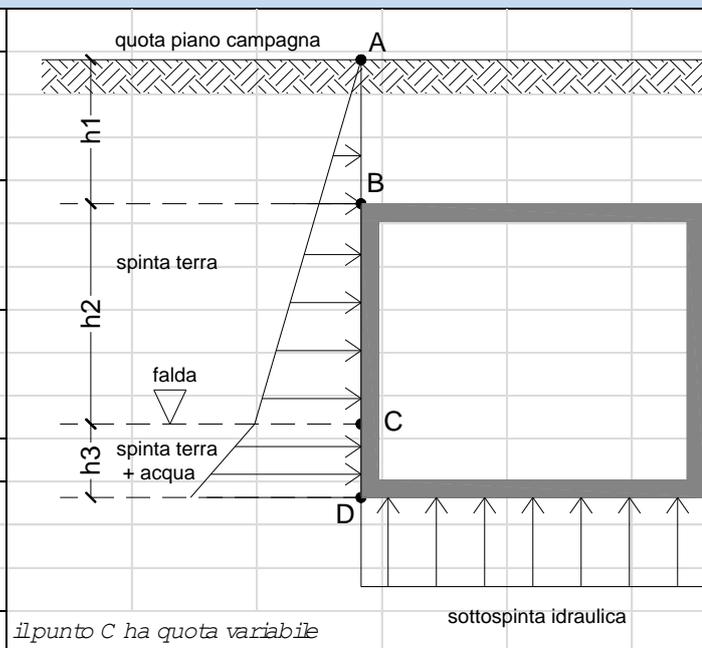
CASSONE TIPO A1 - A2 - STATICA

DATI			
peso terre	Y_T	19.00	kN/m^3
peso acqua	Y_w	10.00	kN/m^3
coeff. spinta	k_0	0.27	a riposo
quote (D zero assoluto)	A	11.50	m
	B	8.00	m
	C	8.50	m
altezze	h_1	3.50	m
	h_2	0.50	m
	h_3	8.50	m
RISULTATI			
spinte laterali ($A=0$)	B	21.79	kPa
	C	15.56	kPa
	D	121.45	kPa
sottospinta	E	85.00	kPa



CASSONE TIPO A1 - A2 - SSM CA

DATI			
peso terre	Y_T	19.00	kN/m^3
peso acqua	Y_w	10.00	kN/m^3
coeff. spinta	k_0	0.39	a riposo
quote (D zero assoluto)	A	11.50	m
	B	8.00	m
	C	8.50	m
altezze	h_1	3.50	m
	h_2	0.50	m
	h_3	8.50	m
RISULTATI			
spinte laterali ($A=0$)	B	28.99	kPa
	C	22.23	kPa
	D	137.07	kPa
sottospinta	E	85.00	kPa



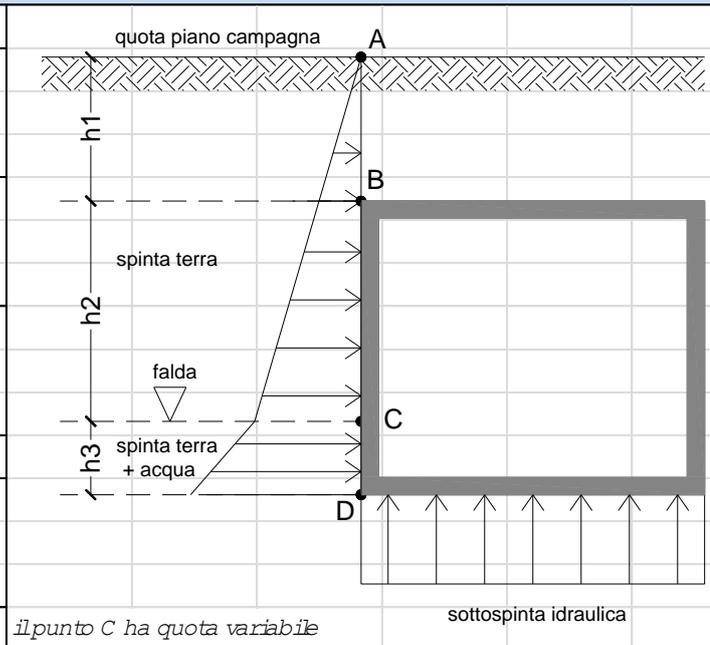


CALCOLO DELLA SPINTA LATERALE DELLE TERRE SU MANUFATTI INTERRATI

le spinte vengono calcolate con e pressioni si intendono a metro lineare di sviluppo del manufatto

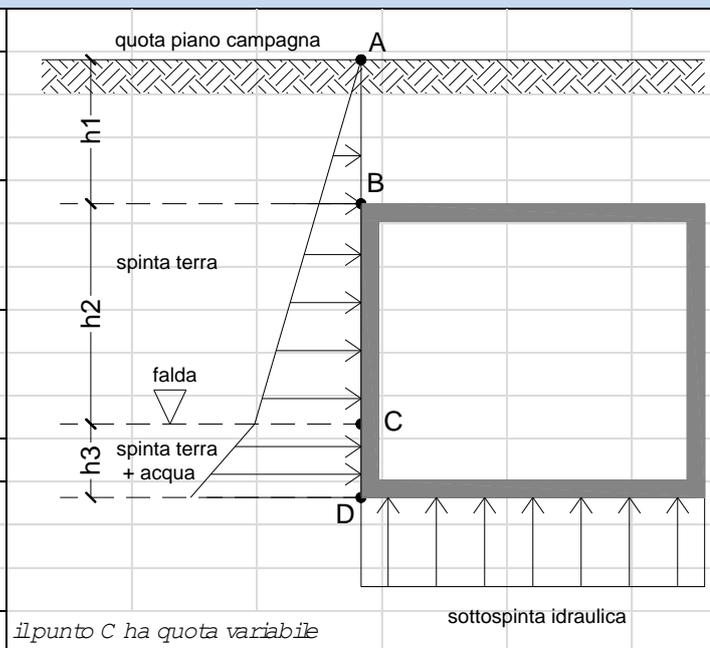
CASSONE TIPO B1 -B2 -B3 - STATICA

DATI			
peso terre	Y_T	19.00	kN/m^3
peso acqua	Y_w	10.00	kN/m^3
coeff. spinta	k_0	0.27	a riposo
quote (D zero assoluto)	A	19.50	m
	B	16.00	m
	C	16.50	m
altezze	h_1	3.50	m
	h_2	0.50	m
	h_3	16.50	m
RISULTATI			
spinte laterali ($A=0$)	B	21.79	kPa
	C	15.56	kPa
	D	221.10	kPa
sottospinta	E	165.00	kPa



CASSONE TIPO B1 -B2 -B3 - SISMICA

DATI			
peso terre	Y_T	19.00	kN/m^3
peso acqua	Y_w	10.00	kN/m^3
coeff. spinta	k_0	0.39	a riposo
quote (D zero assoluto)	A	19.50	m
	B	16.00	m
	C	15.50	m
altezze	h_1	3.50	m
	h_2	0.50	m
	h_3	15.50	m
RISULTATI			
spinte laterali ($A=0$)	B	25.94	kPa
	C	29.64	kPa
	D	239.05	kPa
sottospinta	E	155.00	kPa





5.1.2. *Permanenti portati non strutturali (G2)*

I carichi permanenti non strutturali agenti sono costituiti dalla terra che copre il cassone sotto il piazzale, di altezza 3,50m e inserita quindi come pressione agente sulla copertura pari a 66.50 kPa.

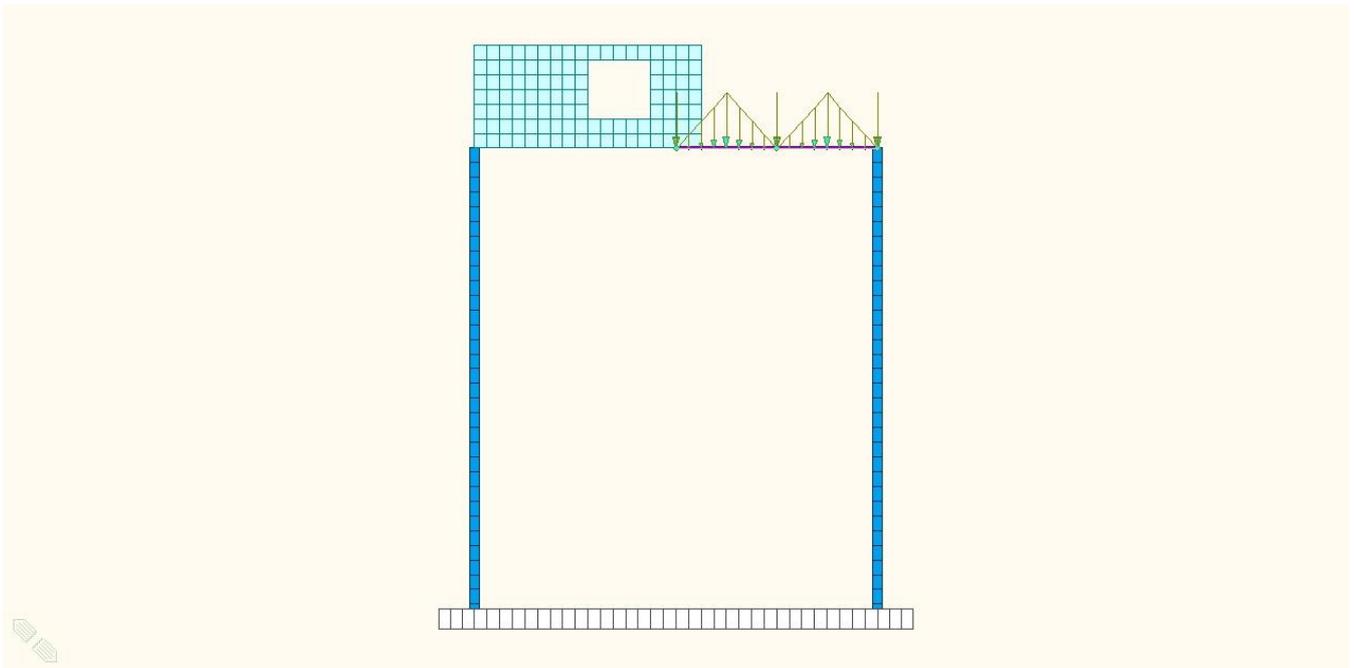


Figura 6 schema spinte azione G2



5.2. Carichi accidentali (Q)

5.2.1. Sovraccarico dovuto al piazzale (Q1)

Tale azione non agisce direttamente sopra il cassone in quanto il piazzale termina prima.

Questa azione si farà sentire come pressione orizzontale uniforme sulla parete lato terra del cassone, pari al valore caratteristico (50 kPa) moltiplicato per il coefficiente di spinta attiva (nei 2 casi indicati al § 5.1.1).

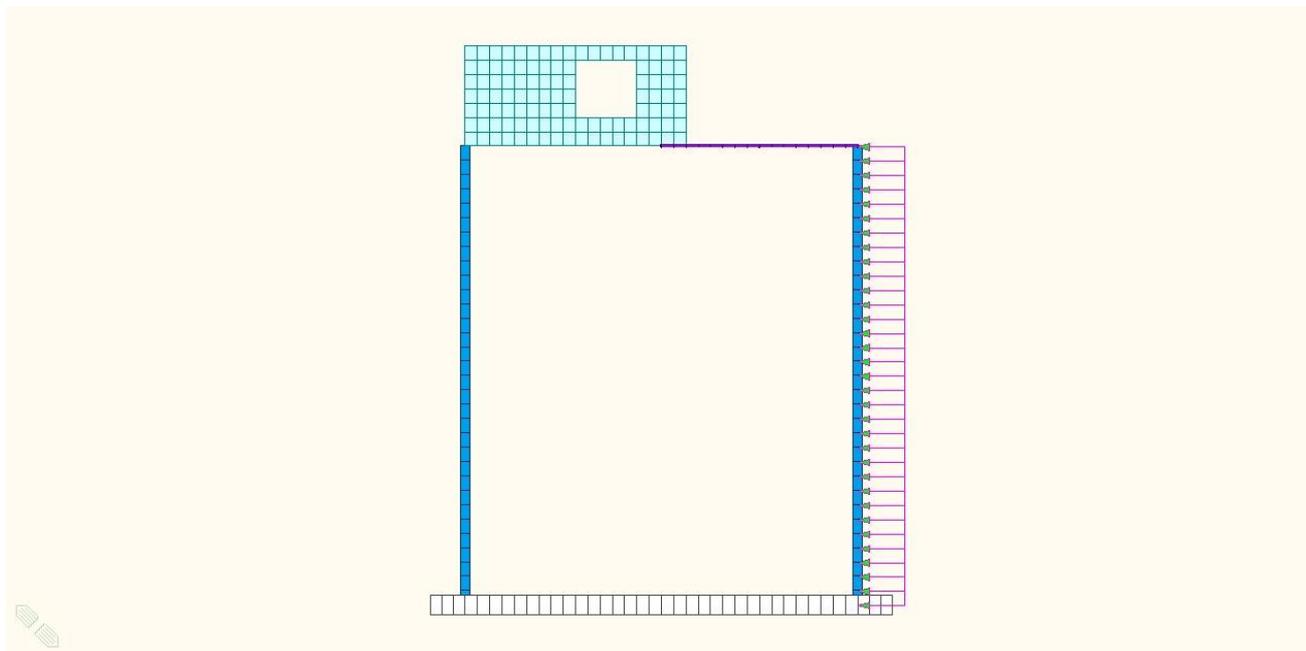


Figura 7 schema spinte azione Q1

5.2.2. Sovraccarico distribuito al di sopra dei cassoni (Q2)

Il sovraccarico massimo caratteristico al di sopra dei cassoni viene posto pari a 50kPa e interessa una fascia di larghezza 30m dal ciglio banchina verso l'interno.

Questo carico agirà inoltre come spinta orizzontale sulle pareti lato terra e sarà pari al valore caratteristico (50 kPa) moltiplicato per il coefficiente di spinta attiva (nei 2 casi indicati al § 5.1.1).

Il sovraccarico massimo caratteristico dietro i cassoni (pari a 100kPa) non interessa i cassoni.

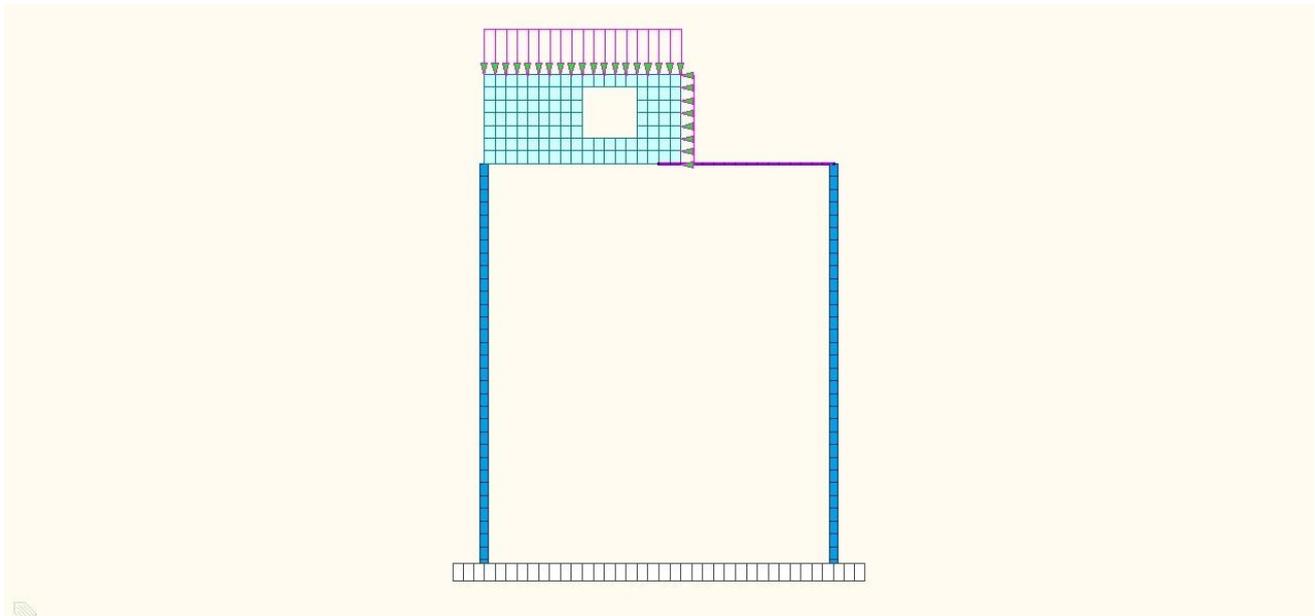


Figura 8 schema spinte azione Q2

5.2.3. Carico verticale carroponete(Q3)

Il progetto prevede di realizzare una predisposizione per via di corsa di carroponete su rotaie, da posizionare in sommità del massiccio di coronamento. La via di corsa lato terra verrà invece predisposta in futuro dalle utenze di banchina. L'azione verticale a pieno carico trasmessa dai carrelli alla sovrastruttura si pone pari a 440kN. La distanza dei carrelli si suppone pari a 20m.

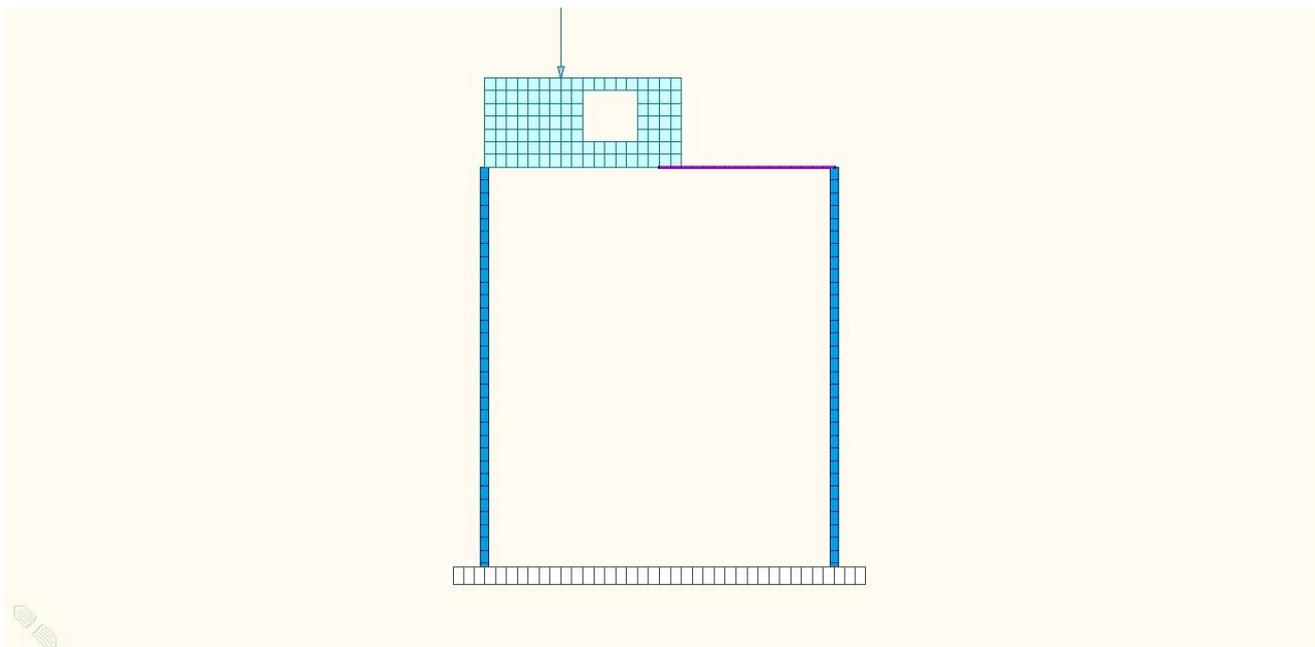


Figura 9 schema spinte azione Q3



5.2.4. Tiro alla bitta (Q4)

Si impiegheranno bitte da 1'000kN ad interasse 30m.

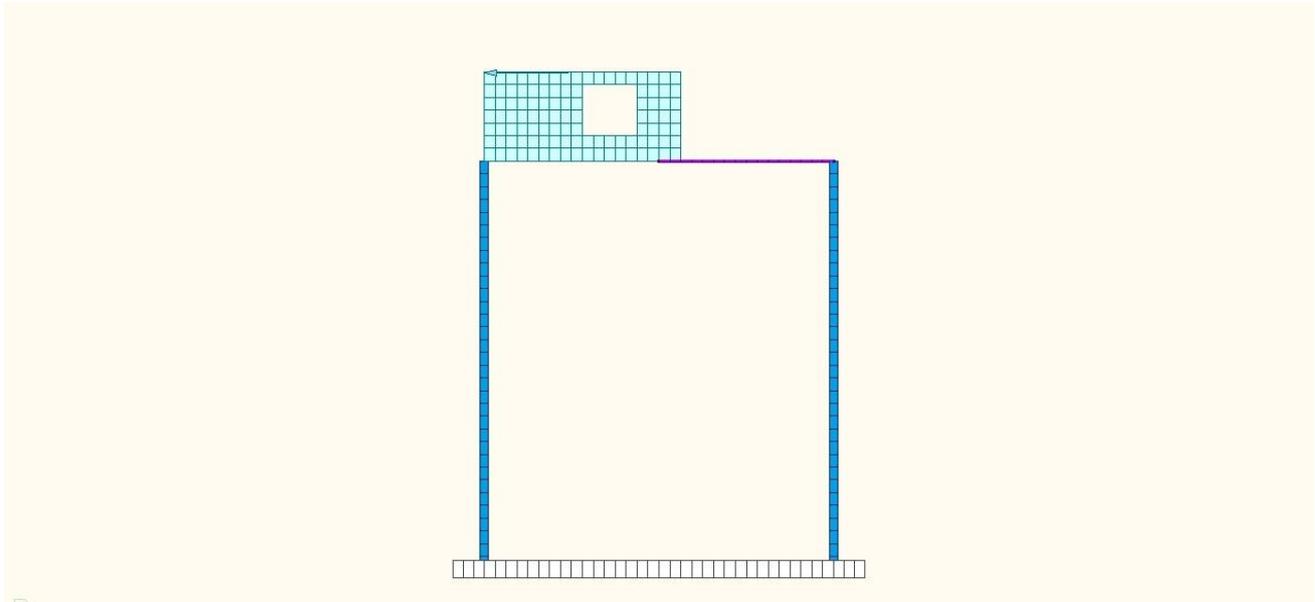


Figura 10 schema spinte azione Q4

5.2.5. Reazione vincolare trasferita dai parabordi (Q5)

Il valore esatto della reazione vincolare dipende dal prodotto scelto e dal grado di deformazione. Per deformazioni del 50% il valore varia tra 700kN e 750kN. Il valore di progetto assunto è pari a 725kN. L'interasse dei parabordi è pari a 15m.

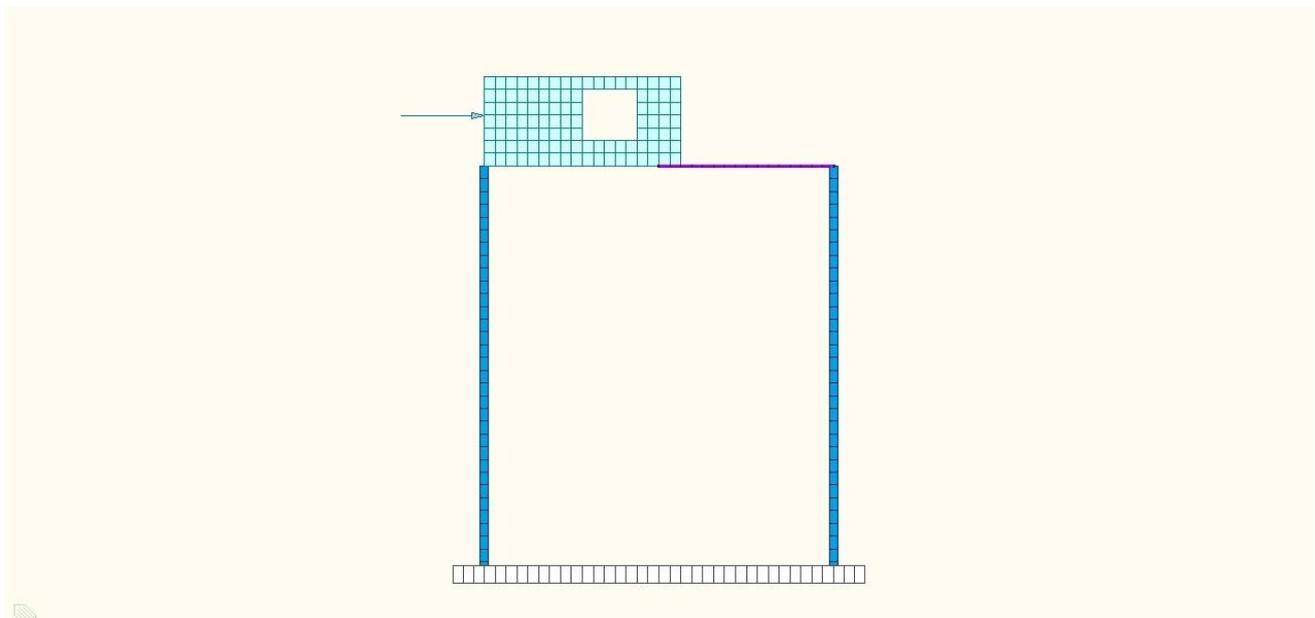


Figura 11 schema spinte azione Q5



5.3. Azioni sismiche (E)

L'azione esterna dovuta al sisma è valutata mediante i parametri specifici dell'area ottenuti facendo riferimento alle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14.01.2008 pubblicate nella G.U. n.29 del 04.02.2008 Suppl. Ordinario n.30.

Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici ha messo a disposizione un programma sperimentale "Spettri di risposta ver.1.01" che fornisce gli spettri di risposta rappresentativi delle componenti (orizzontali e verticale) delle azioni sismiche di progetto per il generico sito del territorio nazionale.

Il **sottosuolo** è stato definito come appartenente alla categoria **C**, ovvero "*Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < NSPT_{,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < cu_{,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina)*".

Per quanto riguarda la categoria topografica del sito, questo appartiene alla prima categoria (**T1**), ovvero "superfici pianeggianti, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i < 15^\circ$ ".

La classificazione delle opere viene condotta secondo il prospetto seguente:

Classificazione dell'opera	Vita nominale	Classe d'uso (Cu)	Periodo di riferimento per la costruzione (Vr)	Periodo di ritorno agli SLV
Opere provvisionali minori	< 2 anni	_*	_*	_*_*
Opere provvisionali maggiori	Compreso tra 2 e 10 anni	2	35 anni	332 anni
Opere definitive di importanza ordinaria	50 anni	2	100 anni	949 anni
Opere definitive di importanza primaria	100 anni	3	150 anni	1424 anni

Figura 5.12 classificazione delle opere in termini di parametri sismici SLV in dipendenza da vita nominale e classe d'uso

Per l'opera in esame, viste le dimensioni e l'importanza rivestita, si sceglie di attribuire una vita nominale di 100 anni ed una classe d'uso pari a 3. Ciò comporta un periodo di riferimento per l'azione sismica di 150 anni ed un periodo di ritorno dell'evento sismico pari a 1424 anni in condizioni SLV.

Per uno stato limite ultimo SLV (Stato Limite di Vita), con relativi punti e parametri, ottenuti col programma "Spettri di risposta ver.1.0.3" in cui sono stati introdotti come dato base le coordinate geografiche del sito in cui insistono i manufatti, si ha:

* verifica sismica omessa ai sensi del D.M. 14.01.2008



Valori dei parametri a_g , F_o , T_C^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno SL

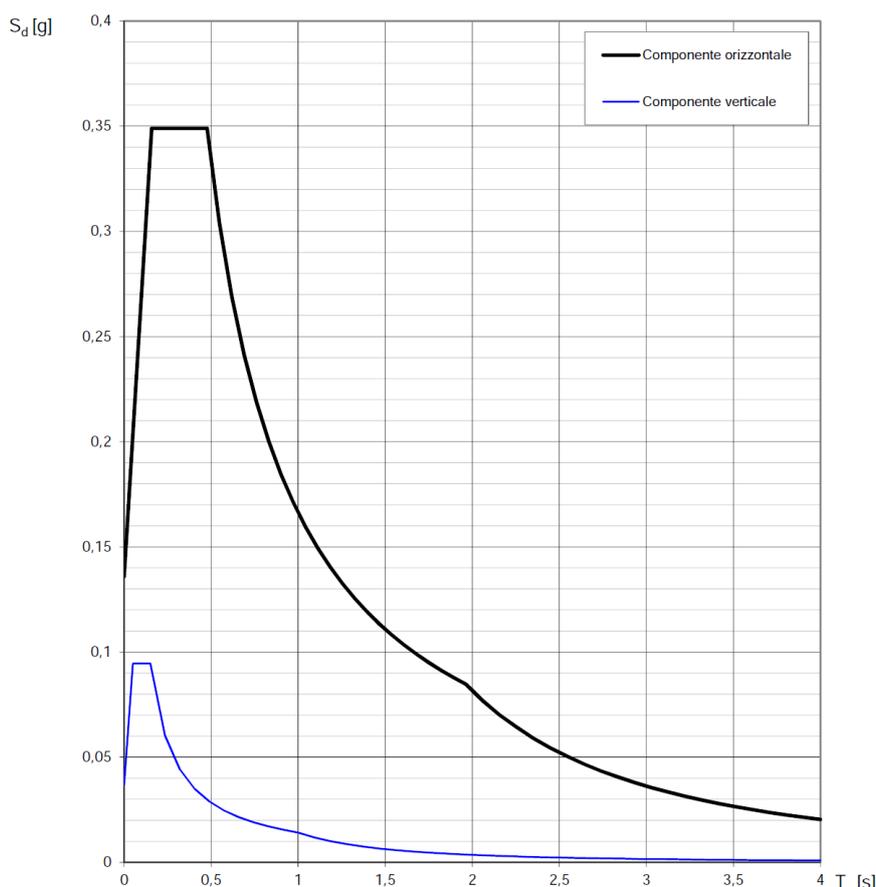
SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	90	0.036	2.548	0.231
SLD	151	0.043	2.537	0.265
SLV	1424	0.092	2.559	0.306
SLC	2475	0.110	2.561	0.313

Figura 5.13 valori dei parametri sismici indipendenti per i diversi stati limite

Il fattore di struttura scelto è fissato in base a quanto previsto dalla normativa vigente è pari a $q = 1.00$, pertanto si utilizzerà lo spettro elastico.

Si riportano parametri e grafico dello spettro allo SLV:

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV



In base a quanto consentito dal §7.11.6.2 del DM 14.01.2008, la modellazione sismica sarà effettuata mediante analisi pseudostatica si effettua mediante i metodi dell'equilibrio limite. Il modello di calcolo comprende l'opera di sostegno, il cuneo di terreno a tergo dell'opera, che si suppone in stato di equilibrio limite attivo e gli eventuali sovraccarichi agenti sul cuneo suddetto con l'opportuno coefficiente di contemporaneità.



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:

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g}$$

$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h$$

dove: $a_{max}=0.35g$;

β_m è un coefficiente pari ad 1 per muri che non possono ruotare, mentre negli altri casi dipende dalla categoria di sottosuolo e dall'accelerazione a_g , secondo la seguente tabella.

	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

Nel caso in esame il coefficiente da applicare risulta pari a $\beta_m = 0.24$.

I coefficienti sismici da impiegare sono pertanto pari a:

- $k_h=0.084$
- $k_v=0.042$

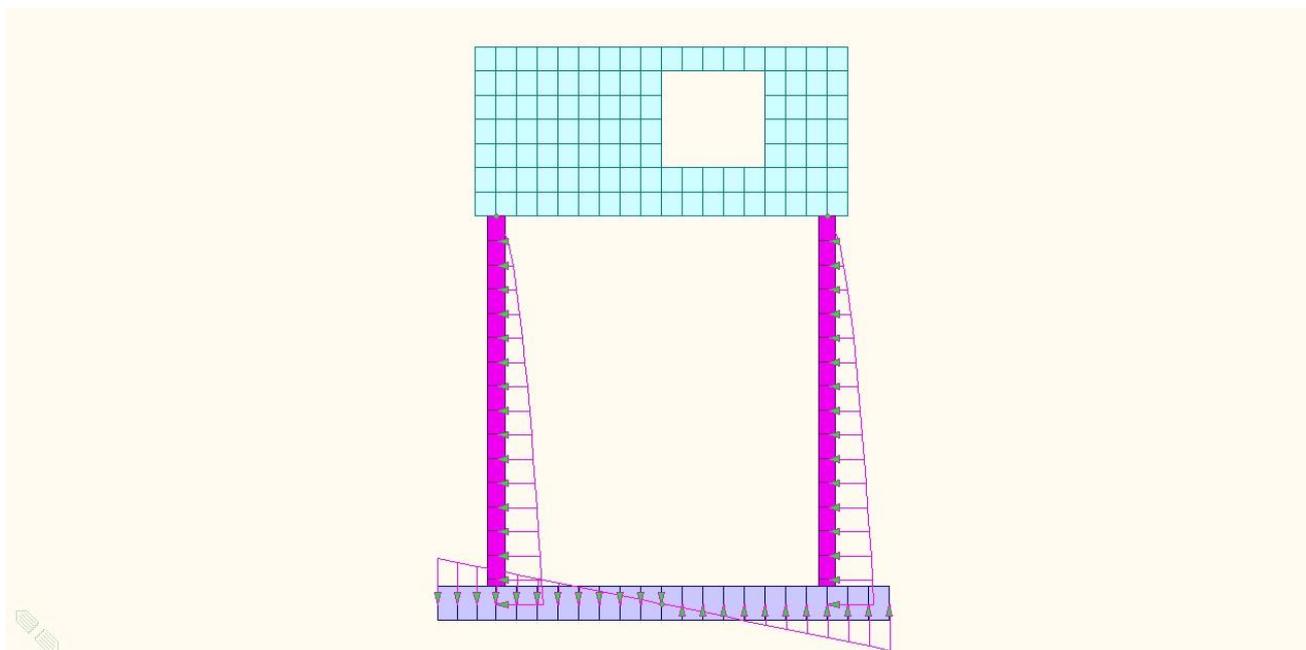
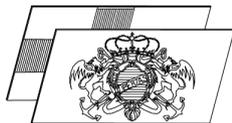


Figura 14 schema spinte azione E1



6. COMBINAZIONE DELLE AZIONI

6.1. Definizione delle combinazioni

Le combinazioni delle azioni utilizzate sono quelle indicate dal NTC 2008, ovvero sono state considerate le combinazioni di carico tali da risultare più sfavorevoli ai fini delle verifiche. Si adotteranno perciò le combinazioni di seguito espresse.

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.1)$$

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.2)$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.3)$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.4)$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. § 3.2):

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.5)$$

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto A_d (v. § 3.6):

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.6)$$

Nelle combinazioni per SLE, si intende che vengono omissi i carichi Q_{kj} che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G_2 .

dove:



2.5.1.3 Classificazione delle azioni secondo la variazione della loro intensità nel tempo

- a) *permanenti* (G): azioni che agiscono durante tutta la vita nominale della costruzione, la cui variazione di intensità nel tempo è così piccola e lenta da poterle considerare con sufficiente approssimazione costanti nel tempo:
- peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, quando pertinente; forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno); forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo) (G_1);
 - peso proprio di tutti gli elementi non strutturali (G_2);
 - spostamenti e deformazioni imposti, previsti dal progetto e realizzati all'atto della costruzione;
 - pretensione e precompressione (P);
 - ritiro e viscosità;
 - spostamenti differenziali;
- b) *variabili* (Q): azioni sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo:
- di lunga durata: agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura;
 - di breve durata: azioni che agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura;
- c) *eccezionali* (A): azioni che si verificano solo eccezionalmente nel corso della vita nominale della struttura;
- incendi;
 - esplosioni;
 - urti ed impatti;
- d) *sismiche* (E): azioni derivanti dai terremoti.

G_1 = valore caratteristico del peso proprio delle strutture, del peso del terreno e della pressione dell'acqua (se costante nel tempo)

G_2 = valore caratteristico delle azioni permanenti non strutturali

P = valore caratteristico delle azioni di precompressione

Q_{k1} = valore caratteristico della azione accidentale dominante per la combinazione considerata

Q_{ki} = valori caratteristici delle altre azioni accidentali tra loro indipendenti che possono agire contemporaneamente a quella dominante

E_k = valore caratteristico della sollecitazione derivante dai terremoti

A_k = valore caratteristico delle azioni eccezionali:

- incendi
- esplosioni
- urti ed impatti



6.2. Coefficienti di combinazione

Al fine di applicare correttamente le combinazioni di carico sopra introdotte, occorre definire i seguenti parametri:

$\Psi_{0,i}$ = coefficiente di combinazione allo stato limite ultimo che tiene conto probabilità della non simultaneità dei carichi accidentali;

$\Psi_{1,i}$ = coefficiente atto a definire i valori delle azioni accidentali assimilabili ai frattili di ordine 0.95 delle distribuzioni dei valori istantanei

$\Psi_{2,i}$ = coefficiente atto a definire i valori quasi permanenti delle azioni accidentali assimilabili ai valori medi delle distribuzioni dei valori istantanei

I coefficienti di combinazione utilizzati sono i seguenti.

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0i}	Ψ_{1i}	Ψ_{2i}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Nel caso in esame appare ragionevole seguire quanto previsto per la categoria G: "Biblioteche, archivi, magazzini e **ambienti ad uso industriale**". I coefficienti da impiegare saranno pertanto:

- $\Psi_{0,i} = 1.0$
- $\Psi_{1,i} = 0.9$
- $\Psi_{2,i} = 0.8$

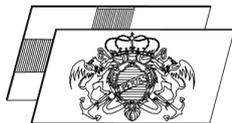


6.3. Riepilogo delle combinazioni implementate

Tabella 2 combinazioni implementate nel modello FEM

	G1	G2	Q1	Q2	Q3	Q4	Q5	G1 (E)	G2 (E)	E1	Q1 (E)	Q2 (E)
<i>SLU_01</i>	1.3	1.3	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5					
<i>SLU_02</i>	1.3	1.3	1.5									
<i>SLU_03</i>	1.3	1.3		1.5								
<i>SLU_04</i>	1.3	1.3			1.5							
<i>SLU_05</i>	1.3	1.3				1.5						
<i>SLU_06</i>	1.3	1.3					1.5					
<i>SISM_01</i>					0.8	0.8	0.8	1	1	1	0.8	0.8
<i>SISM_02</i>					0.8			1	1	1		
<i>SISM_03</i>						0.8		1	1	1		
<i>SISM_04</i>							0.8	1	1	1		
<i>SISM_05</i>								1	1	1	0.8	
<i>SISM_06</i>								1	1	1		0.8
<i>SLE_01</i>	1	1	1	1	1	1	1					
<i>SLE_02</i>	1	1	0.9	0.8	0.8	0.8	0.8					
<i>SLE_03</i>	1	1	0.8	0.9	0.8	0.8	0.8					
<i>SLE_04</i>	1	1	0.8	0.8	0.9	0.8	0.8					
<i>SLE_05</i>	1	1	0.8	0.8	0.8	0.9	0.8					
<i>SLE_06</i>	1	1	0.8	0.8	0.8	0.8	0.9					
<i>SLE_07</i>	1	1	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8					

Data la non linearità del modello di calcolo (vedi § 7.1) si effettueranno gli involucri tra i casi di carico generate dalle singole combinazioni (e non tra le combinazioni stesse).



7. METODI DI ANALISI E DI VERIFICA

Il calcolo delle sollecitazioni ed il metodo di verifica degli elementi strutturali seguono i principi della scienza delle costruzioni ed il metodo semiprobabilistico agli stati limite. L'azione sismica è implementata con analisi statica lineare.

Tenuto conto degli schemi di calcolo adottati e delle considerazioni sullo stato di sollecitazione dei diversi elementi strutturali sono state eseguite le seguenti verifiche:

per muri, platee e solette (elementi tipo plate):

- verifica a pressoflessione fuori piano;
- verifica a taglio fuori piano;
- verifica della fessurazione e delle tensioni di esercizio.

Nelle verifiche in corrispondenza degli incastri tra elementi (nodo rigido), per tener conto dell'ampiezza dell'appoggio, si prenderanno come dimensionanti le sollecitazioni agenti a bordo muro.

Tra elementi vi è vincolo interno di incastro, dove non diversamente specificato.

Visto lo spessore rilevante di alcuni elementi (platea) per questi si utilizzerà l'elemento piastra di tipo thick (spesso), ovvero viene considerata la deformazione a taglio (formulazione di Mindlin 1951). Per tutti gli altri si utilizzerà la piastra thin (sottile) nella formulazione di Kirchoff.

7.1. Vincoli esterni

Il terreno laterale viene considerato come forza (vedi § 5.1.1) e non come vincolo.

Al fine di simulare la situazione al di sotto della platea si considera il terreno come vincolo composto da molle alla Winkler, aventi valori di rigidità pari a:

$k_v = 20\,000 \text{ kN/m}^3$ vincolo vertical (molle reagenti solo a compressione)

$k_h = 0.40 k_v = 8\,000 \text{ kN/m}^3$ vincolo orizzontale attritivo (molle elastiche lineari)

Data la presenza di sottospinta idraulica in platea dovuta alla falda si è scelto di utilizzare molle verticali non lineari reagenti solo a compressione, che simulano il reale comportamento del terreno. Così facendo non è più valida la teoria di sovrapposizione degli effetti e quindi le combinazioni di calcolo. Sono stati quindi creati ad hoc specifici casi di carico, uno per ogni combinazione implementata, nei quali sono inserite le forze coefficientate agenti tutte assieme contemporaneamente. Le sollecitazioni dimensionanti verranno prese pertanto da detti casi di carico.



8. CRITERI DI VERIFICA

8.1. Dettagli per le verifiche strutturali SLU+SISM

Gli elementi strutturali vengono verificati secondo quanto riportato al paragrafo § 4.1.2.1 delle NTC08, considerando le combinazioni SLU+SISM, secondo gli effetti che forniscono le sollecitazioni più sfavorevoli.

Per rapporto di verifica si intende il rapporto tra il valore della sollecitazione indicato col pedice Ed (o Sd) e il valore resistente indicato col pedice Rd.

Verrà effettuata la verifica col programma VCaSlu dell'ing.P.Gelfi per la presso-tenso flessione, e con un foglio di calcolo excel di produzione interna per il taglio. In favore di sicurezza non si terrà conto in entrambe le verifiche del contributo dell'eventuale (se presente) sforzo di compressione.

Il copriferro netto per le strutture è sempre pari a 5.00cm (determinato dalla classe di esposizione definita al § 4.1); quello di calcolo sarà ottenuto sommando il diametro della staffatura ed il semidiametro dell'armatura longitudinale corrente ($c.f. = c.f.NET + \varnothing St + \varnothing Long/2$).

Il numero e il diametro dei ferri indicati nei report di verifica possono essere sostituiti da ferri in numero e diametro tale da avere almeno la medesima area totale di acciaio. Trattandosi di elementi piani (muri e plate) le sollecitazioni e le armature sono indicate a metro di sviluppo, e così anche vengono condotte le verifiche.

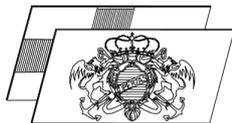
Per ogni dettaglio relativo alla carpenteria delle strutture si rimanda alle tavole di progetto.

8.1.1. Ipotesi di base

Senza escludere specifici approfondimenti, necessari in particolare nel caso di elementi costituiti da calcestruzzo di classe di resistenza superiore a C45/55, per la valutazione della resistenza ultima delle sezioni di elementi monodimensionali nei confronti di sforzo normale e flessione, si adotteranno le seguenti ipotesi:

- conservazione delle sezioni piane;
- perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo;
- resistenza a trazione del calcestruzzo nulla;
- rottura del calcestruzzo determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima a compressione;
- rottura dell'armatura tesa determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima;
- deformazione iniziale dell'armatura di precompressione considerata nelle relazioni di congruenza della sezione.

Le tensioni nel calcestruzzo e nell'armatura si dedurranno, a partire dalle deformazioni, utilizzando i rispettivi diagrammi tensione-deformazione.



8.1.2. Diagrammi di calcolo tensione-deformazione nel calcestruzzo

Per il diagramma tensione-deformazione del calcestruzzo è possibile adottare opportuni modelli rappresentativi del reale comportamento del materiale, modelli definiti in base alla resistenza di calcolo f_{cd} ed alla deformazione ultima ϵ_{cu} .

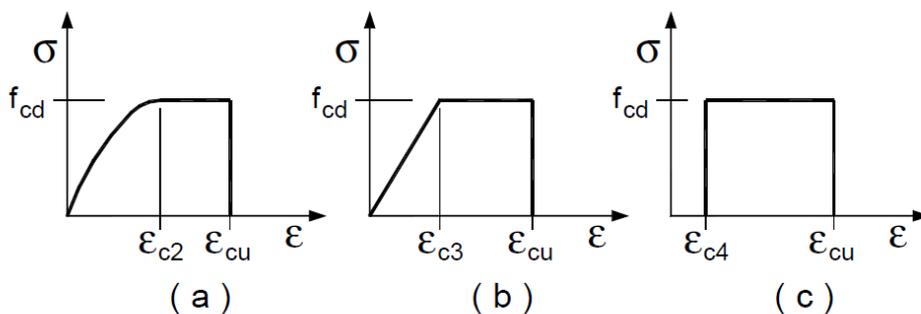


Figura 4.1.1 – Modelli σ - ϵ per il calcestruzzo

In Fig. 4.1.1 sono rappresentati i modelli σ - ϵ per il calcestruzzo: (a) parabola-rettangolo; (b) triangolo-rettangolo; (c) rettangolo (stress block). In particolare, per le classi di resistenza pari o inferiore a C50/60 si può porre:

$$\begin{aligned} \epsilon_{c2} &= 0,20\% & \epsilon_{cu} &= 0,35\% \\ \epsilon_{c3} &= 0,175\% & \epsilon_{c4} &= 0,07\% \end{aligned}$$

Per le classi di resistenza superiore a C50/60 si può porre:

$$\begin{aligned} \epsilon_{c2} &= 0,20\% + 0,0085\%(f_{ck} - 50)^{0,33} & \epsilon_{cu} &= 0,26\% + 3,5\%[(90 - f_{ck})/100]^4 \\ \epsilon_{c3} &= 0,175\% + 0,055\%[(f_{ck} - 50)/40] & \epsilon_{c4} &= 0,2 \cdot \epsilon_{cu} \end{aligned}$$

purché si adottino opportune limitazioni quando si usa il modello (c).

Per sezioni o parti di sezioni soggette a distribuzioni di tensione di compressione approssimativamente uniformi, si assume per la deformazione ultima a rottura il valore ϵ_{c2} anziché ϵ_{cu} .

8.1.3. Diagrammi di calcolo tensione-deformazione nell'acciaio

Per il diagramma tensione-deformazione dell'acciaio è possibile adottare opportuni modelli rappresentativi del reale comportamento del materiale, modelli definiti in base al valore di calcolo $\epsilon_{ud} = 0,9\epsilon_{uk}$ ($\epsilon_{uk} = (A_{gt})_k$) della deformazione uniforme ultima, al valore di calcolo della tensione di snervamento f_{yd} ed al rapporto di sovrarresistenza $k = (f_t / f_y)_k$ (Tab. 11.3.Ia-b).

In Fig. 4.1.2 sono rappresentati i modelli σ - ϵ per l'acciaio: (a) bilineare finito con incrudimento; (b) elastico-perfettamente plastico indefinito.

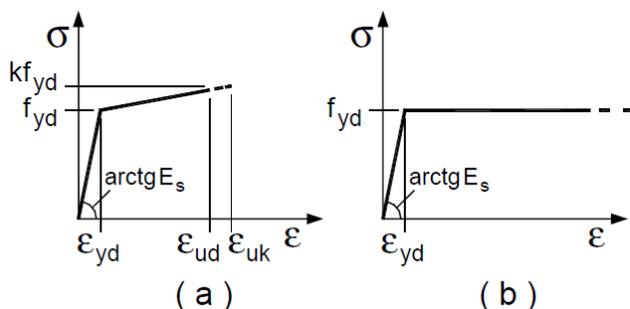


Figura 4.1.2 – Modelli σ - ϵ per l'acciaio



8.1.4. Analisi della sezione

Con riferimento alla sezione pressoinflessa, rappresentata in Fig. 4.1.3 assieme ai diagrammi di deformazione e di sforzo così come dedotti dalle ipotesi e dai modelli $\sigma-\epsilon$ di cui nei punti precedenti, la verifica di resistenza (SLU) si esegue controllando che:

$$M_{Rd} = M_{Rd}(N_{Ed}) \geq M_{Ed} \quad (4.1.9)$$

dove

M_{Rd} è il valore di calcolo del momento resistente corrispondente a N_{Ed} ;

N_{Ed} è il valore di calcolo della componente assiale (sforzo normale) dell'azione;

M_{Ed} è il valore di calcolo della componente flettente dell'azione.

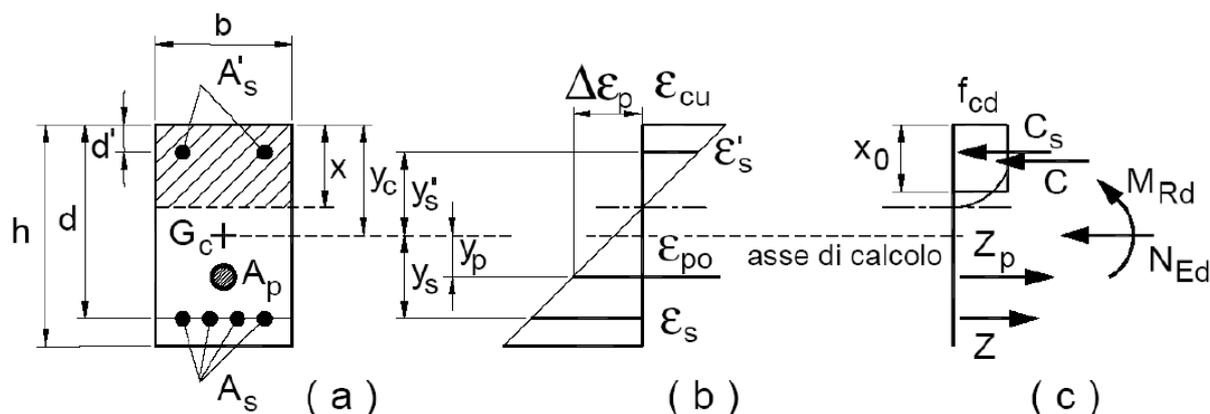


Figura 4.1.3– Sezione pressoinflessa

Nel caso di pilastri soggetti a compressione assiale, si deve comunque assumere una componente flettente dello sforzo $M_{Ed} = e \cdot N_{Ed}$ con eccentricità e pari almeno a $0,05h \geq 20\text{mm}$ (con h altezza della sezione).

Nel caso di pressoflessione deviata la verifica della sezione può essere posta nella forma

$$\left(\frac{M_{E_{yd}}}{M_{R_{yd}}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{E_{zd}}}{M_{R_{zd}}} \right)^\alpha \leq 1 \quad (4.1.10)$$

dove

$M_{E_{yd}}, M_{E_{zd}}$ sono i valori di calcolo delle due componenti di flessione retta dell'azione attorno agli assi y e z ;

$M_{R_{yd}}, M_{R_{zd}}$ sono i valori di calcolo dei momenti resistenti di pressoflessione retta corrispondenti a N_{Ed} valutati separatamente attorno agli assi y e z .

L'esponente α può dedursi in funzione della geometria della sezione e dei parametri

$$v = N_{Ed} / N_{Rcd} \quad (4.1.11)$$

$$\omega_t = A_t \cdot f_{yd} / N_{Rcd} \quad (4.1.12)$$

con $N_{Rcd} = A_c \cdot f_{cd}$.

In mancanza di una specifica valutazione, può porsi cautelativamente $\alpha=1$.



8.2. Dettagli per le verifiche SLE

8.2.1. Verifiche a fessurazione

Le tensioni totali agenti negli elementi ottenute in fase di modellazione allo SLE sono utilizzate per le verifiche a fessurazione e tensionali.

In generale si ha (§ 4.1.2.2.4 delle NTC08) che se le tensioni di trazione del calcestruzzo σ_x e σ_y allo SLE, combinazioni frequenti e quasi permanenti, non superano la resistenza a trazione del

$$\sigma_t = \frac{f_{ctm}}{\gamma_c}$$

calcestruzzo, essendo quest'ultima pari a γ_c , allora non vi è formazione delle fessure, pertanto la verifica a fessurazione è implicitamente soddisfatta (vedi § 4.1.2.2.4.1 delle NTC08).

Il valore medio della resistenza a trazione semplice può essere assunto pari a:

$$\text{con } f_{ctm} = 0.30 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 3,21 \text{ MPa} \quad (\text{formula 11.2.3a delle NTC08})$$

pertanto il limite imposto alle tensioni di trazione nel cls è:

$$\sigma_t = \frac{f_{ctm}}{\gamma_c} = 2.675 \text{ MPa} \quad \text{con } \gamma_c = 1.2$$

In tal caso appunto non è necessario proseguire con le verifiche a fessurazione.

Al contrario, ovvero passando allo stato limite di apertura delle fessure, si procederà come segue: si seguirà quanto riportato al paragrafo § 4.1.2.2.4 delle NTC08, prendendo i seguenti parametri:

Tabella 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Tabella 4.1.IV – Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_d	Stato limite	w_d
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$



Si considerano condizioni ambientali molto aggressive, visto che la classe d'esposizione è XS3, che devono sottostare a restrittive limitazioni sull'apertura di fessure.

In tali condizioni infatti la normativa prescrive valori secondo tabella 4.1.IV, con:

$$w1 = 0.20 \text{ mm}$$

$$w2 = 0.30 \text{ mm}$$

$$w3 = 0.40 \text{ mm}$$

Essendo l'armatura in acciaio ordinario, definita poco sensibile, il limite di apertura delle fessure viene fissato a:

$$\text{combinazione frequente} \quad w_d = 1.7 w_m < w1 = 0.20 \text{ mm}$$

$$\text{combinazione q.permanente} \quad w_d = 1.7 w_m < w1 = 0.20 \text{ mm}$$

Poichè il valore limite è uguale per entrambi i casi si effettuerà la verifica solo per la combinazione dimensionante, ovvero la frequente ($\Psi_{1,i} = 0.90$ anziché 0.80).

8.2.2. Verifiche tensionali

Sono inoltre da verificare le tensioni agenti nell'acciaio e nel cls:

Valutate le azioni interne nelle varie parti della struttura, dovute alle combinazioni caratteristica e quasi permanente delle azioni, si calcolano le massime tensioni sia nel calcestruzzo sia nelle armature; si deve verificare che tali tensioni siano inferiori ai massimi valori consentiti di seguito riportati.

4.1.2.2.5.1 Tensione massima di compressione del calcestruzzo nelle condizioni di esercizio

La massima tensione di compressione del calcestruzzo σ_c , deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_c < 0,60 f_{ck} \text{ per combinazione caratteristica (rara)} \quad (4.1.40)$$

$$\sigma_c < 0,45 f_{ck} \text{ per combinazione quasi permanente.} \quad (4.1.41)$$

Nel caso di elementi piani (solette, pareti, ...) gettati in opera con calcestruzzi ordinari e con spessori di calcestruzzo minori di 50 mm i valori limite sopra scritti vanno ridotti del 20%.

4.1.2.2.5.2 Tensione massima dell'acciaio in condizioni di esercizio

Per l'acciaio avente caratteristiche corrispondenti a quanto indicato al Cap. 11, la tensione massima, σ_s , per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_s < 0,8 f_{yk} \quad (4.1.42)$$

per i materiali prescelti dette disuguaglianze diventano per il calcestruzzo:

$$\sigma_c < 21.0 \text{ MPa} \quad \text{per combinazione rara}$$

$$\sigma_c < 15.75 \text{ MPa} \quad \text{per combinazione quasi permanente}$$



e per l'acciaio:

$\sigma_s < 360.0 \text{ MPa}$ per combinazione rara

8.2.3. Verifiche a deformazione

Per la valutazione delle deformazioni e dei cedimenti si rimanda alla relazione geotecnica specialistica.

8.3. Orientamento degli elementi del modello di calcolo

Nei modelli di calcolo si è seguita la seguente convenzione per il sistema di riferimento locale degli elementi plate (sistema col quale sono state plottate le sollecitazioni ed eseguite le verifiche):

platea	direzione xx	parallela lato lungo
	direzione yy	parallela lato corto
muri (esterni e interni)	direzione xx	parallela lato orizzontale del muro
	direzione yy	parallela lato verticale del muro



9. RISULTATI E VERIFICHE STRUTTURALI: CASSONE TIPO A1

9.1. Sollecitazioni agenti

Nel seguito si riportano le mappature di colore (contour) delle sollecitazioni nei vari elementi strutturali che compongono il sistema.

Si anticipano in forma tabellare le sollecitazioni massime rilevate:

elemento	spessore	posizione	M_{xx}	M_{yy}	V_{xx}	V_{yy}	F_{xx}	F_{yy}
	[cm]		[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
PLATEA	70	campata	95	141	60	122	185	133
		incastro	128	285	157	450	---	---
MURI ESTERNI	40	campata	-20	-20	43	70	---	---
		incastro	128	88	116	134	87	---
	35	campata	78	85	100	135	86	---
		incastro	133	80	160	152	---	---
MURI INTERNI	20	campata	13	15	18	36	93	---
		incastro	50	35	38	80	---	---



9.1.1. Platea 70cm

9.1.1.1. Sollecitazioni SLU+SISM

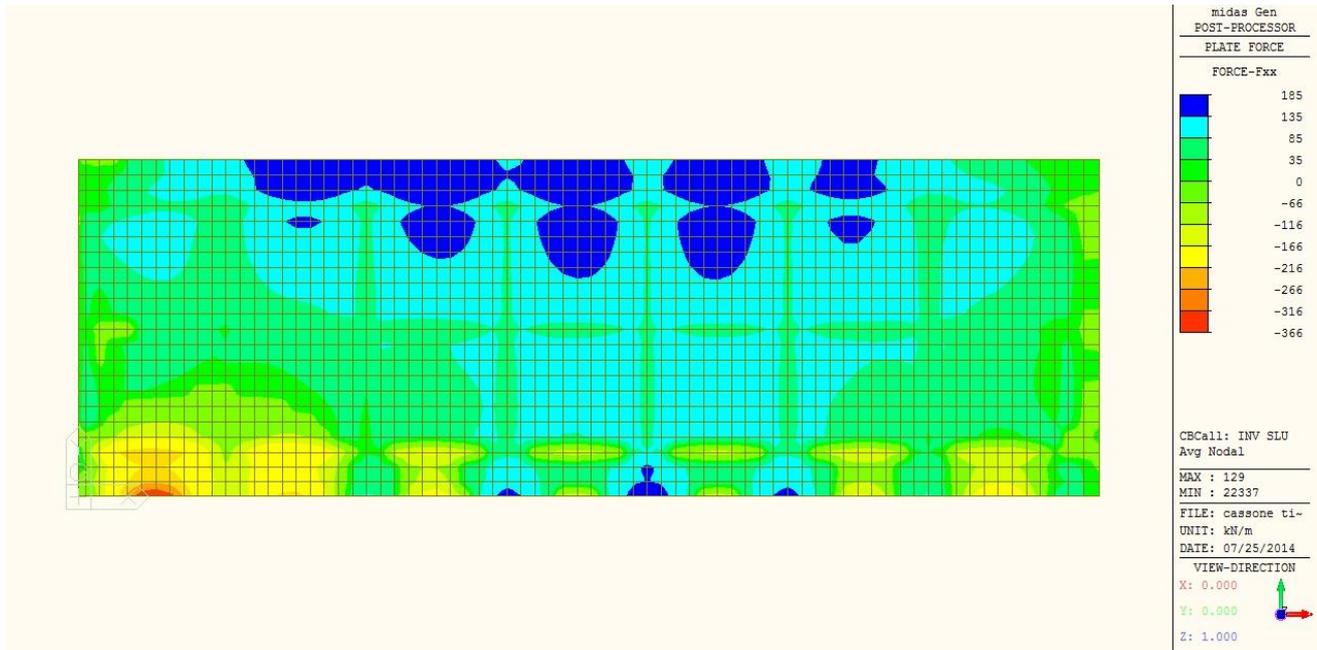


Figure 4 Fxx

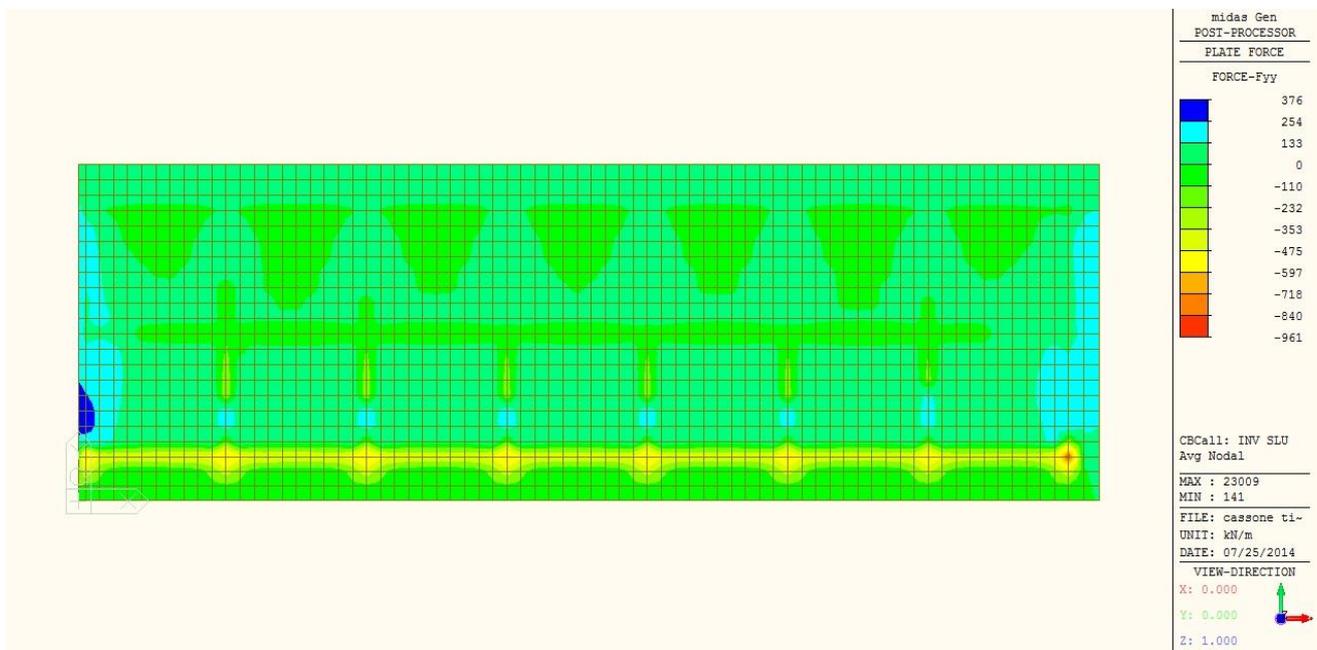


Figure 5 Fyy

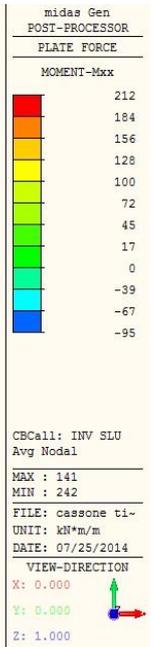
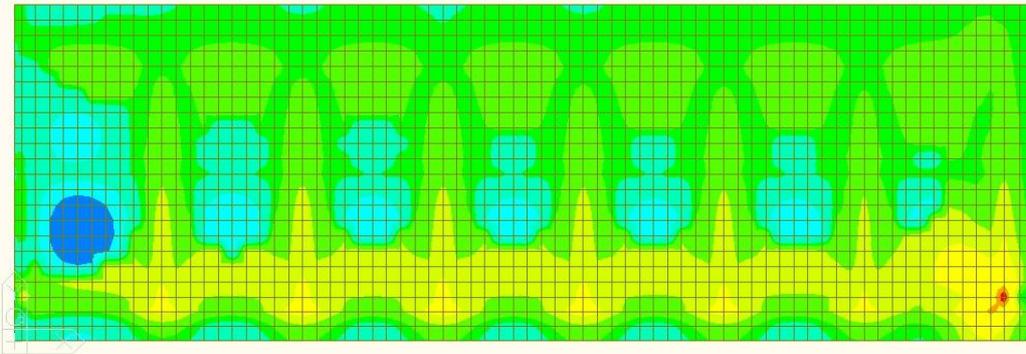


Figure 6 Mxx

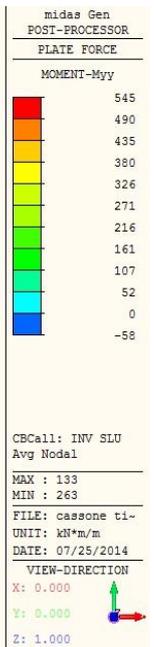
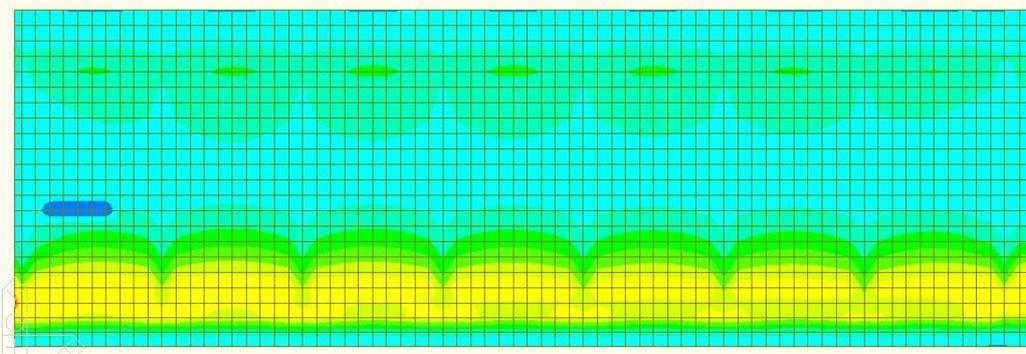


Figure 7 Myy

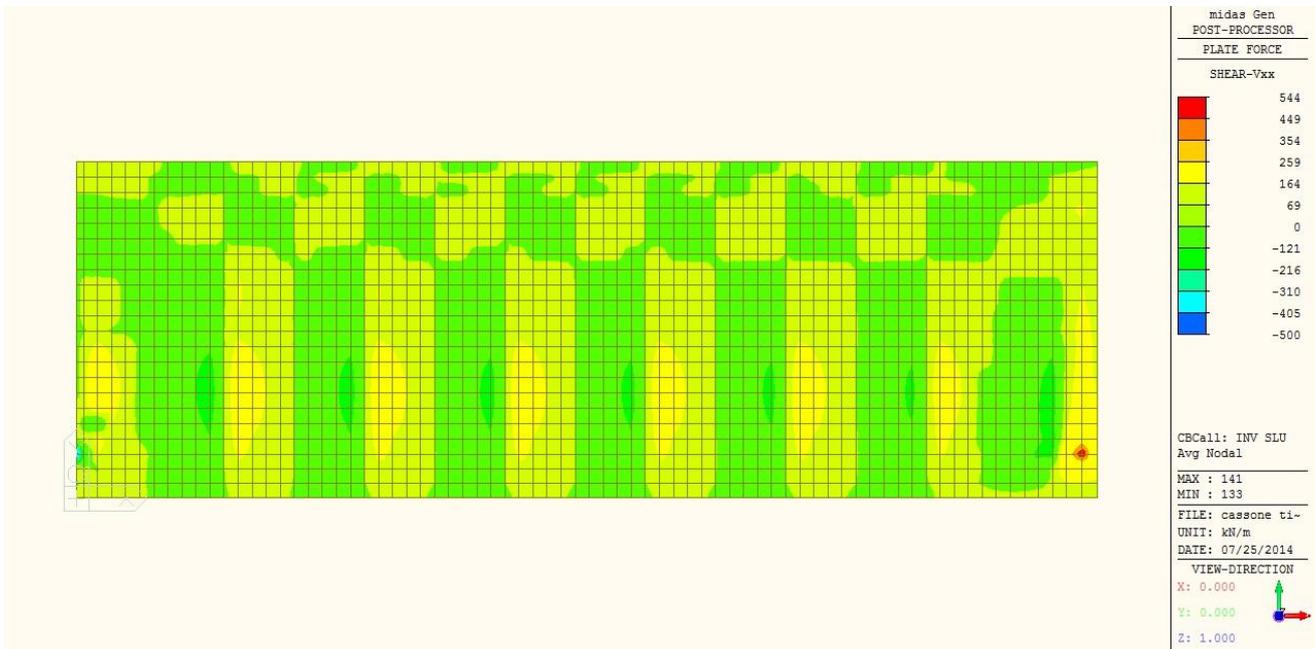


Figure 8 Vxx

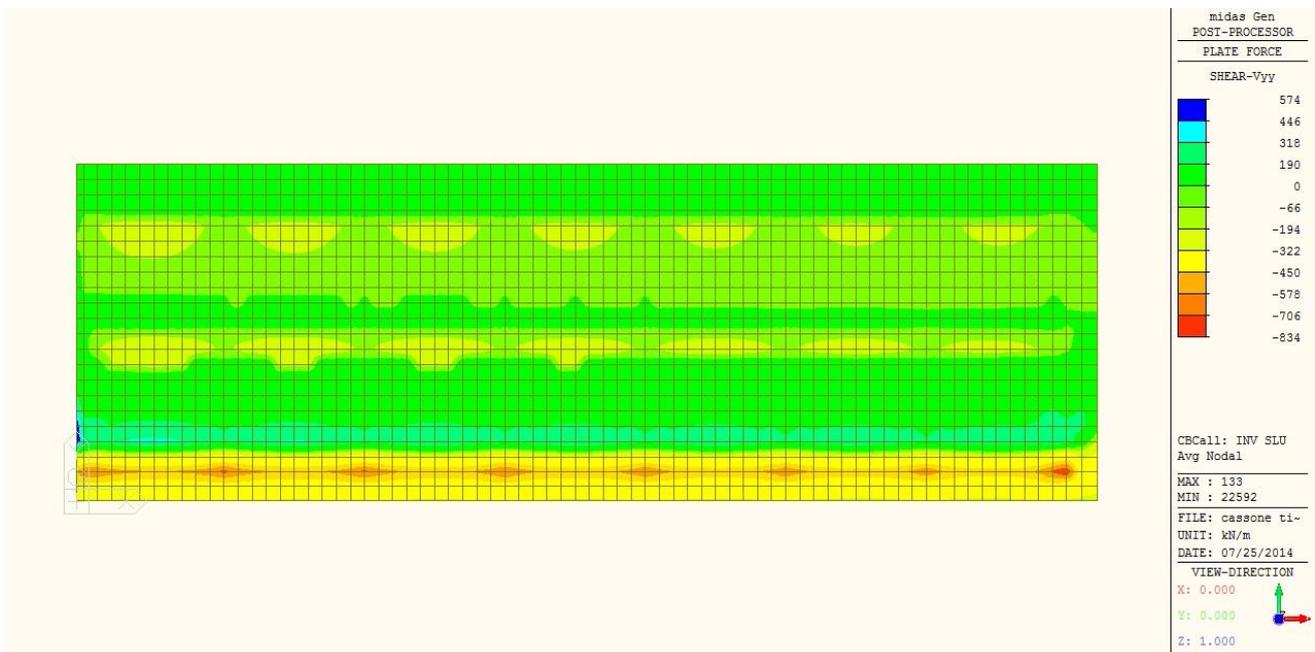


Figure 9 taglio Vyy



9.1.1.2. Sollecitazioni e tensioni SLE

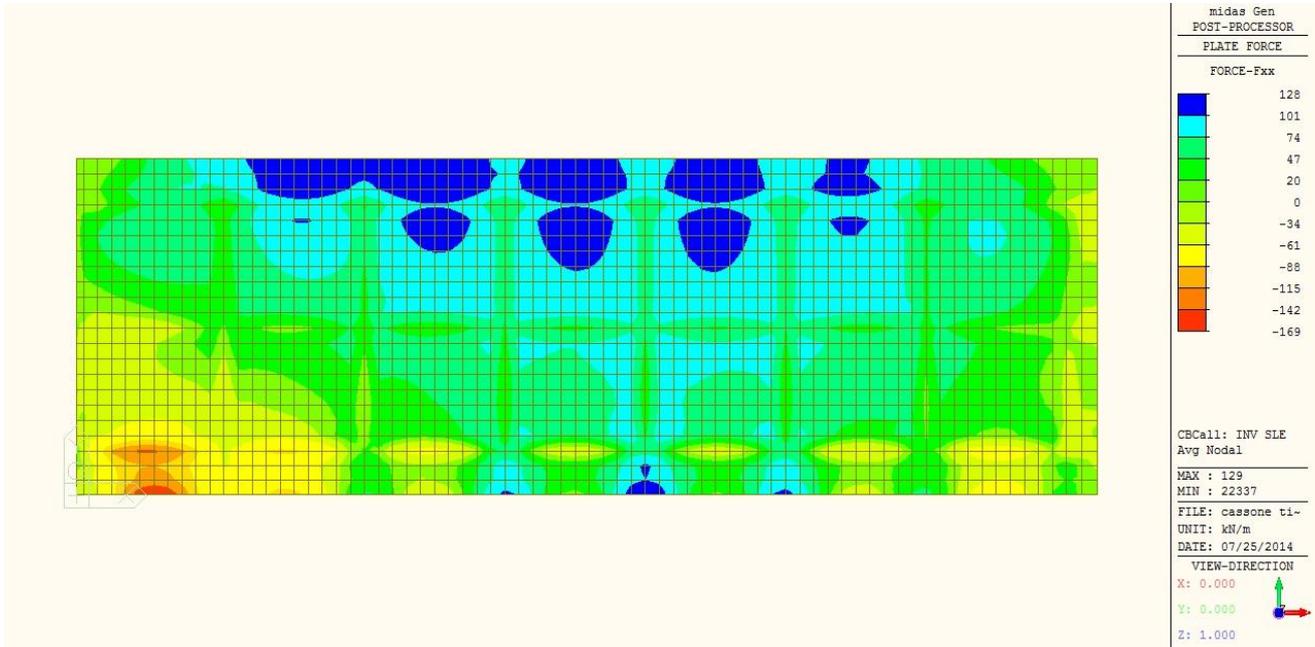


Figure 10 Fxx

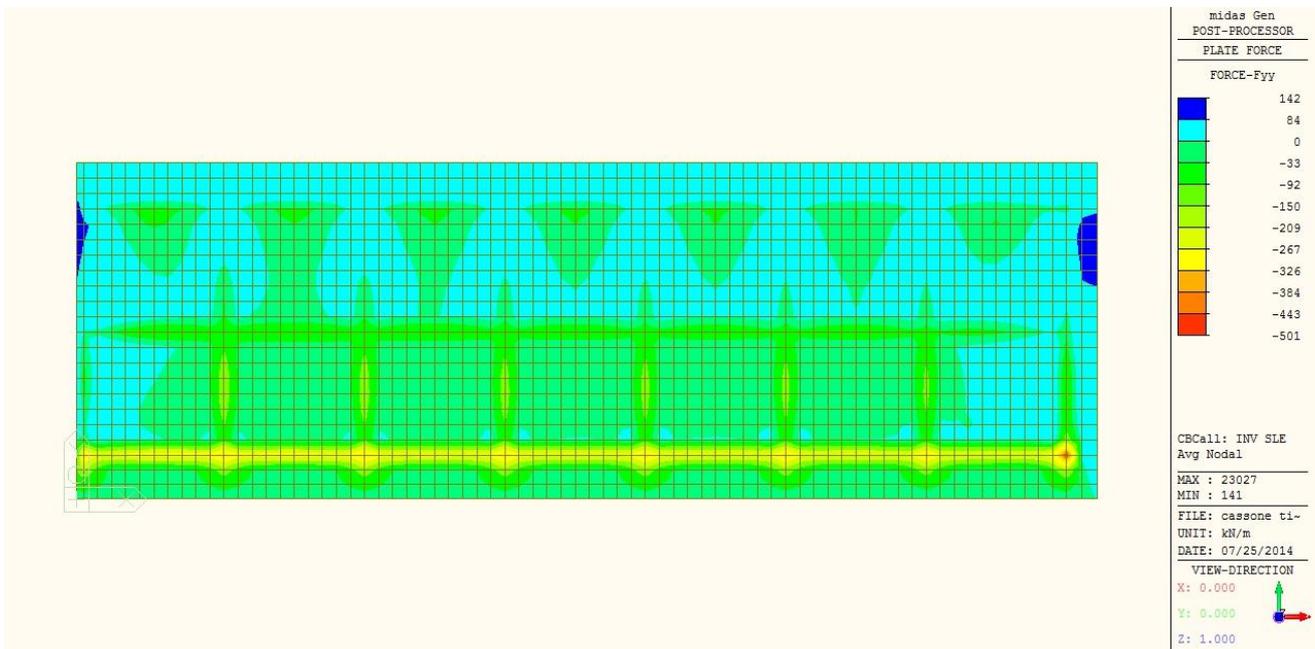


Figure 11 Fyy

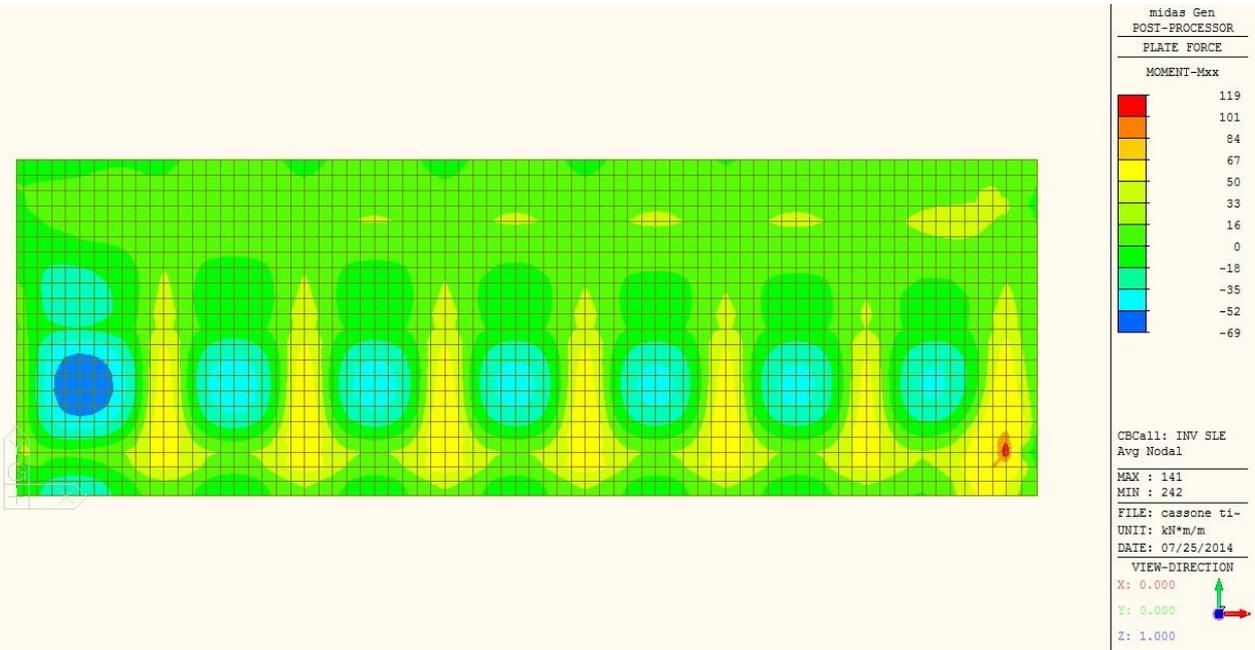


Figure 12 Mxx

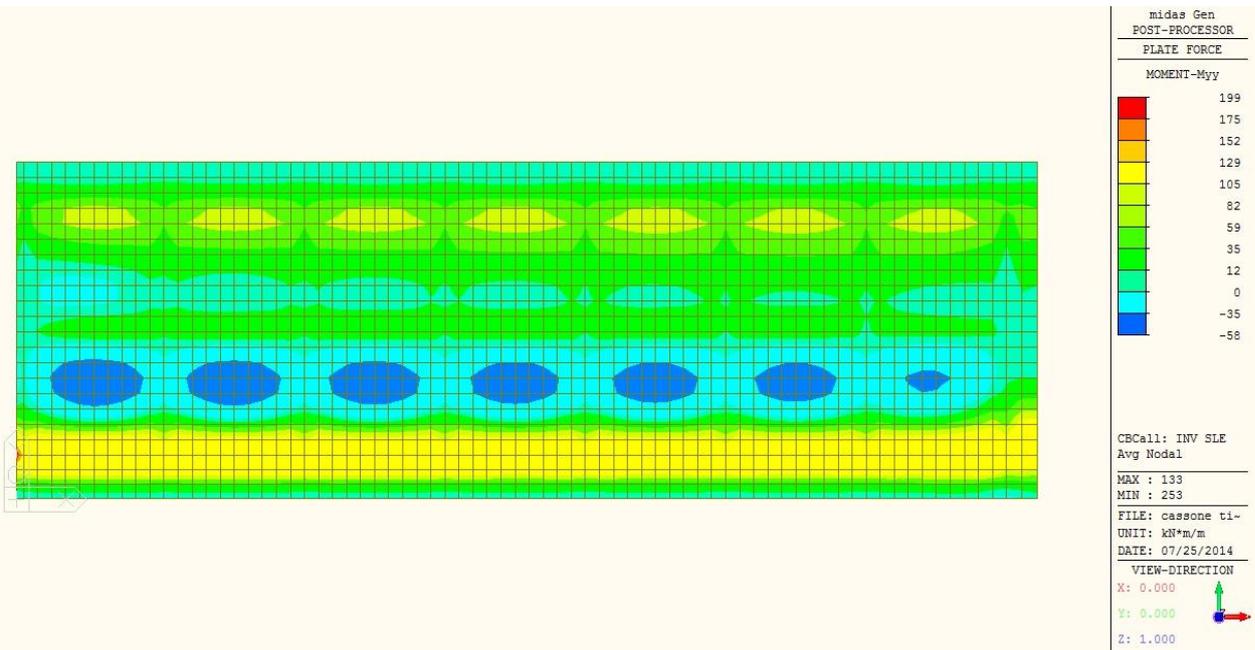


Figure 13 Myy

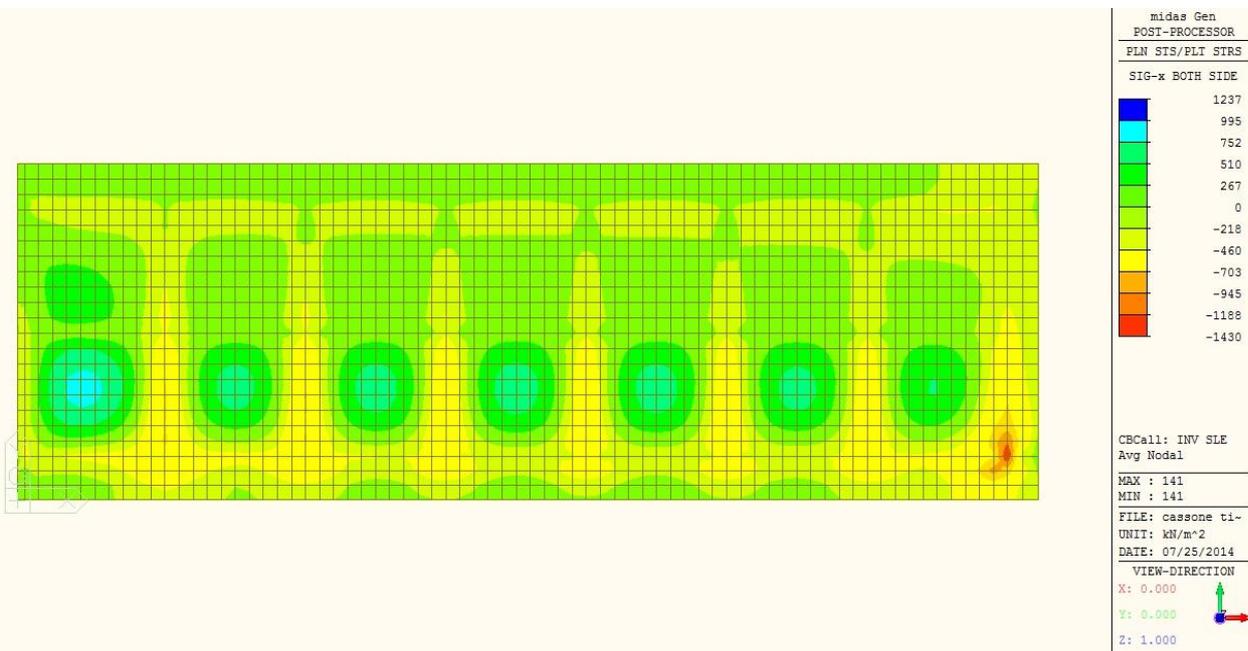


Figura 15 tensioni sigma xx su ambo le facce degli elementi

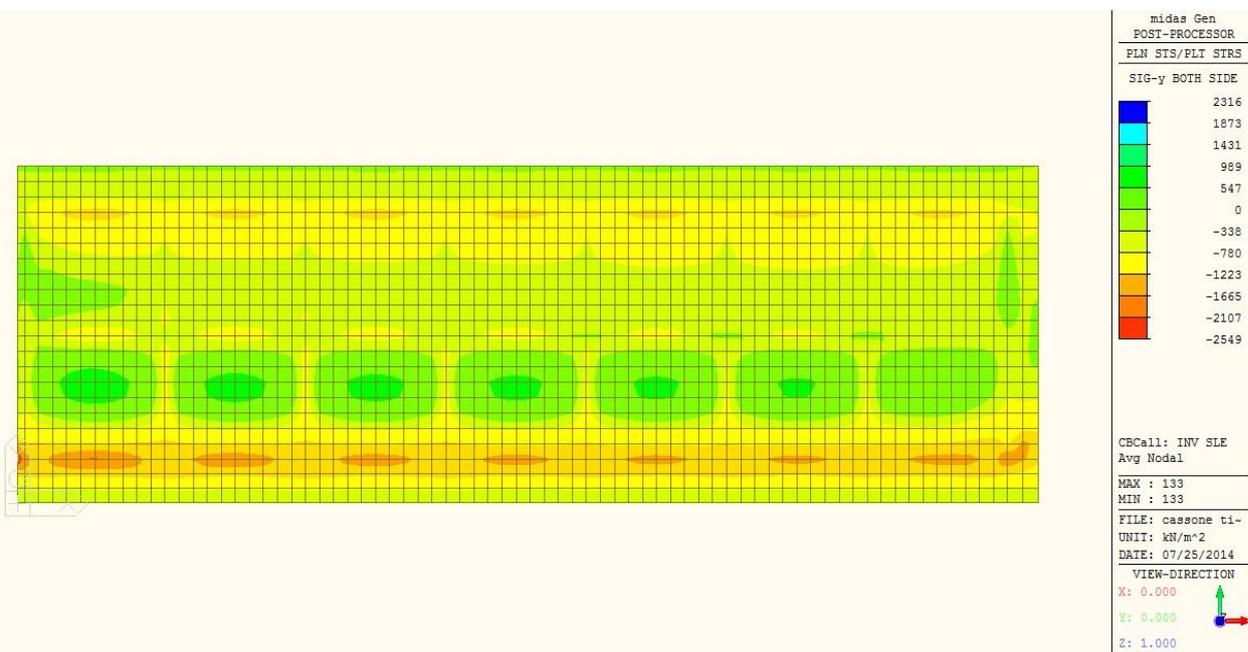


Figura 16 tensioni sigma yy su ambo le facce degli elementi

Come si osserva il limite a trazione di aperture delle fessure (2675 kPa) non viene mai superato, pertanto la verifica tenso-fessurativa è implicitamente soddisfatta.



9.1.2. Muri esterni 40cm

9.1.2.1. Sollecitazioni SLU+SISM

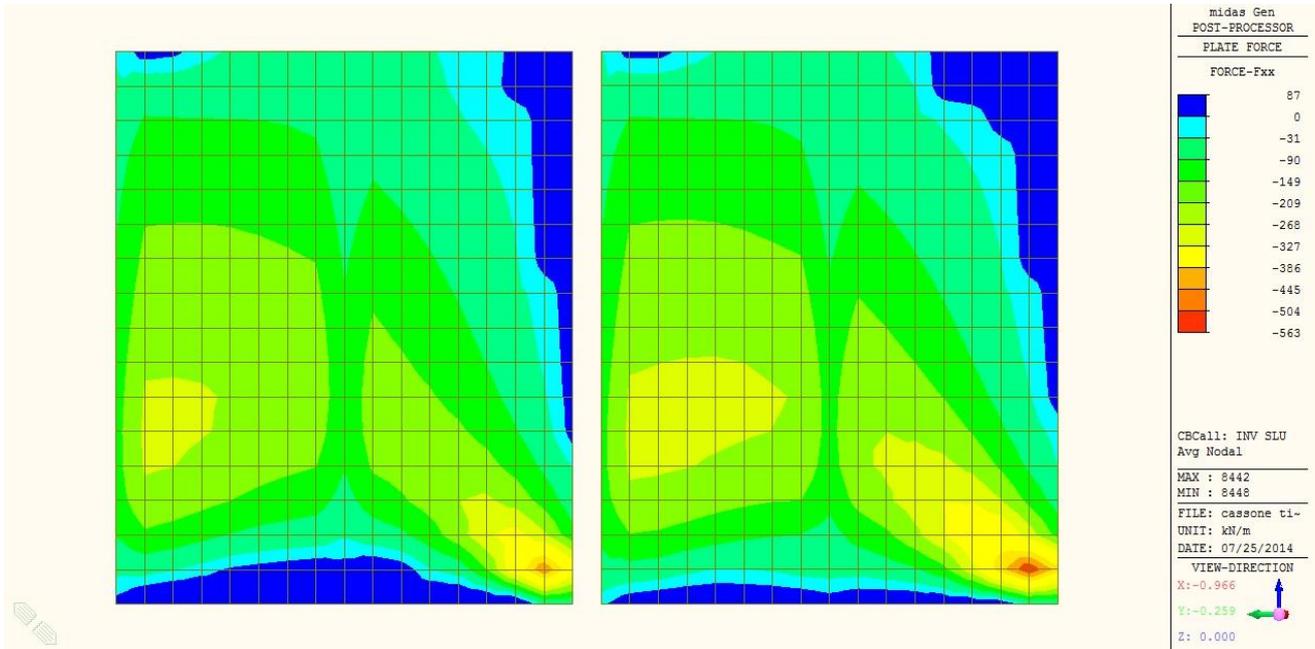


Figure 14 Fxx

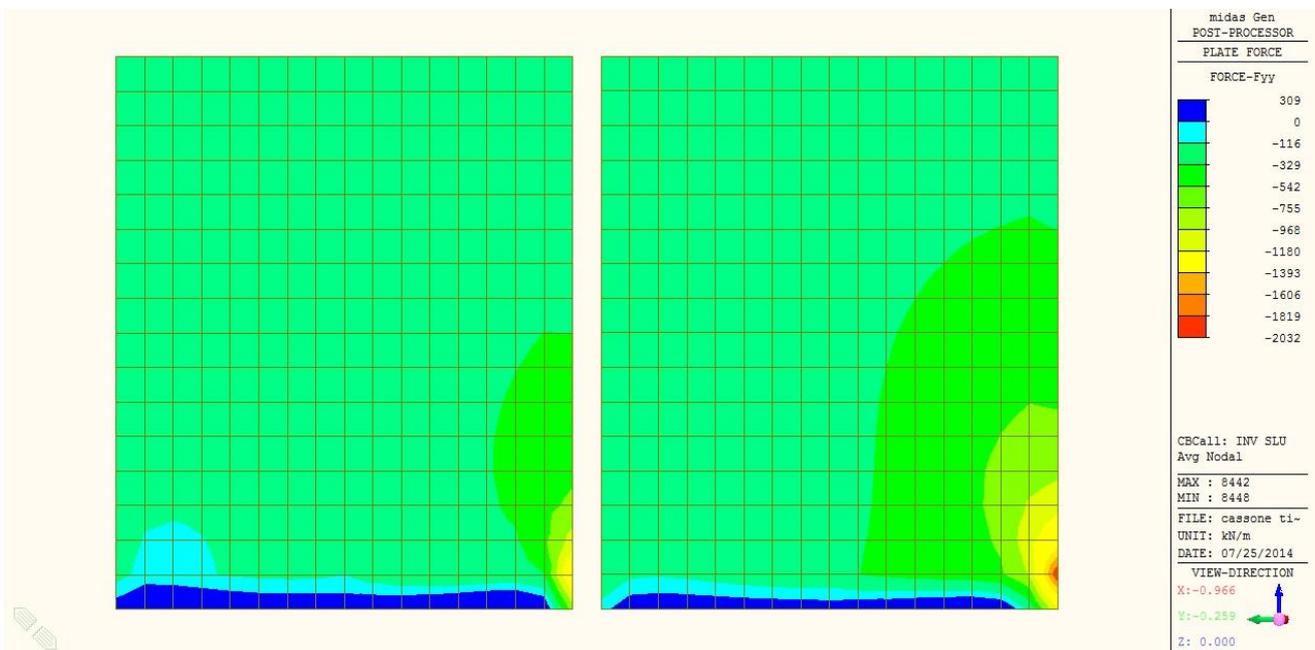


Figure 15 Fyy

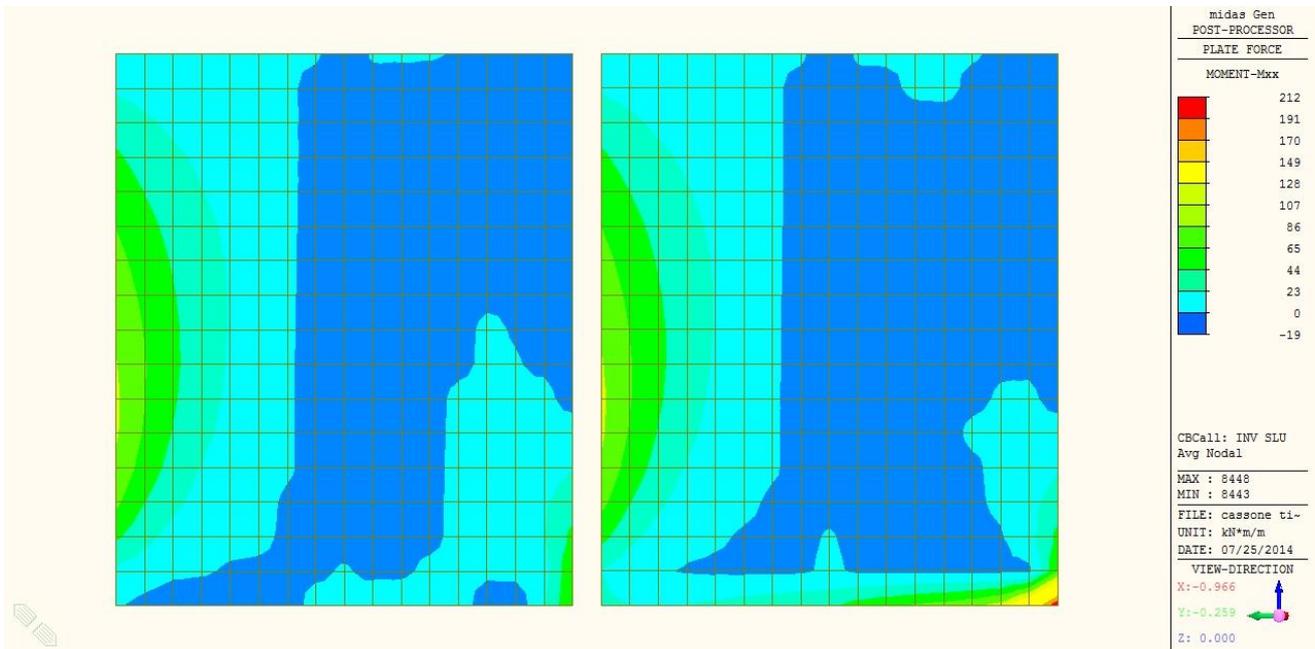


Figure 16 Mxx

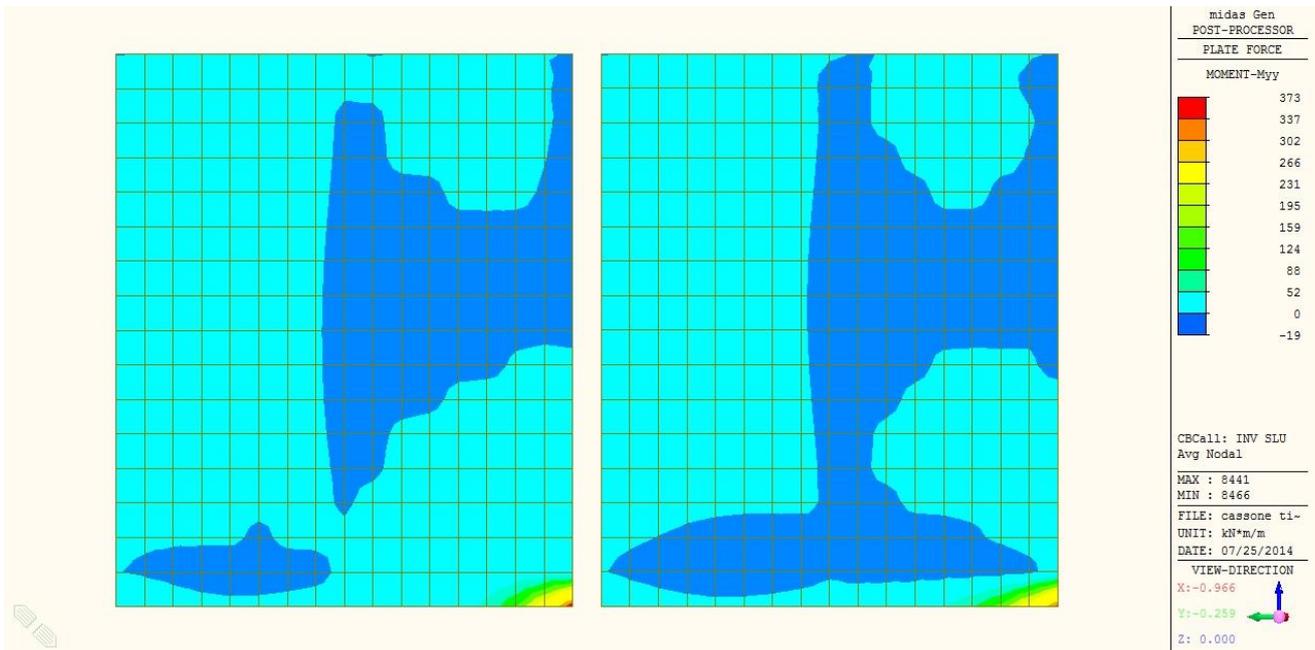


Figure 17 Myy

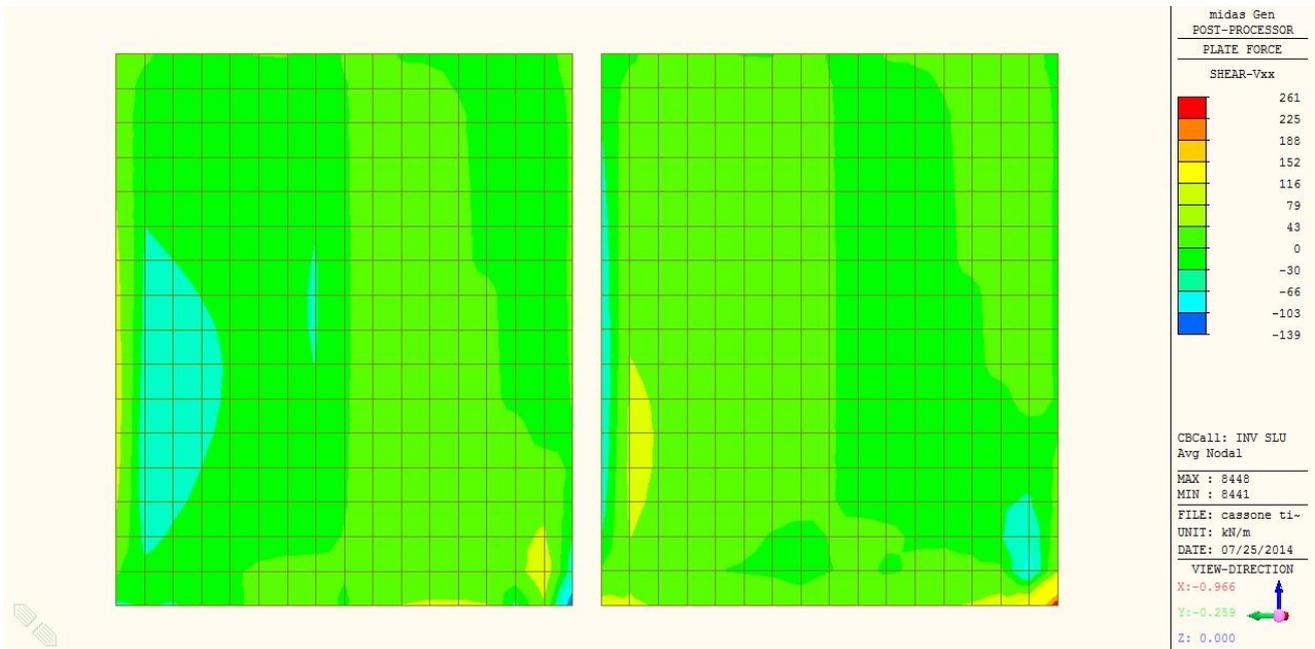


Figure 18 Vxx

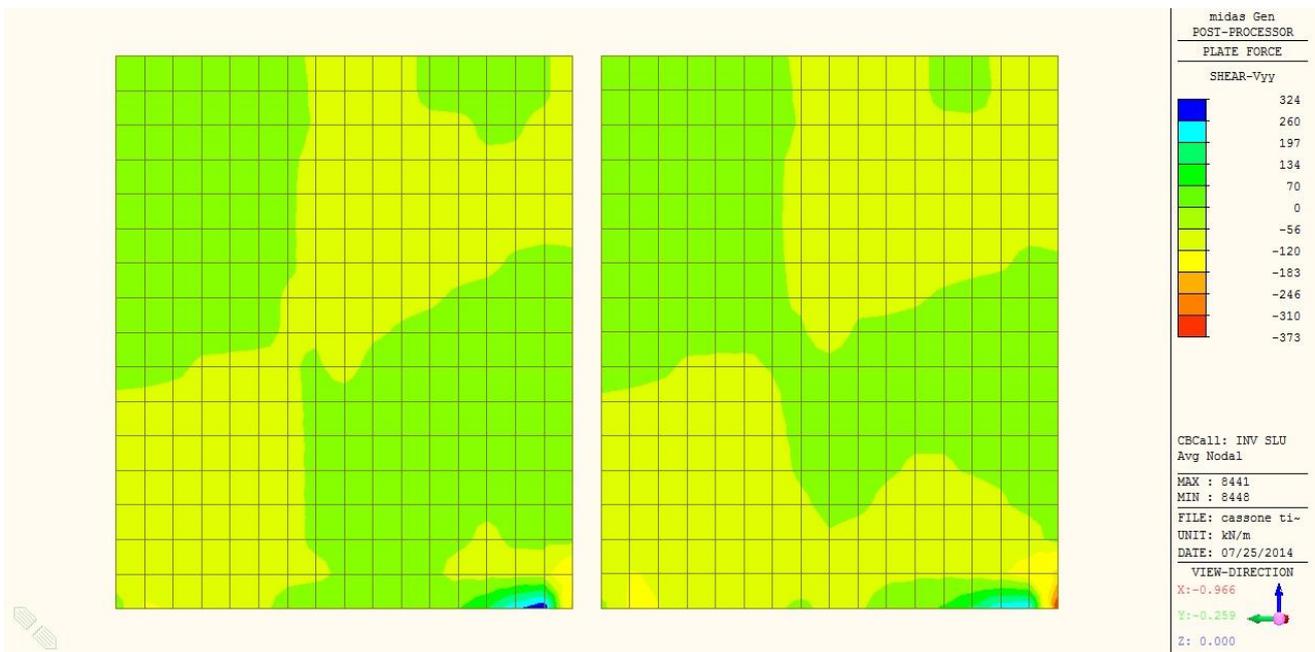


Figure 19 Vyy



9.1.2.2. Sollecitazioni e tensioni SLE

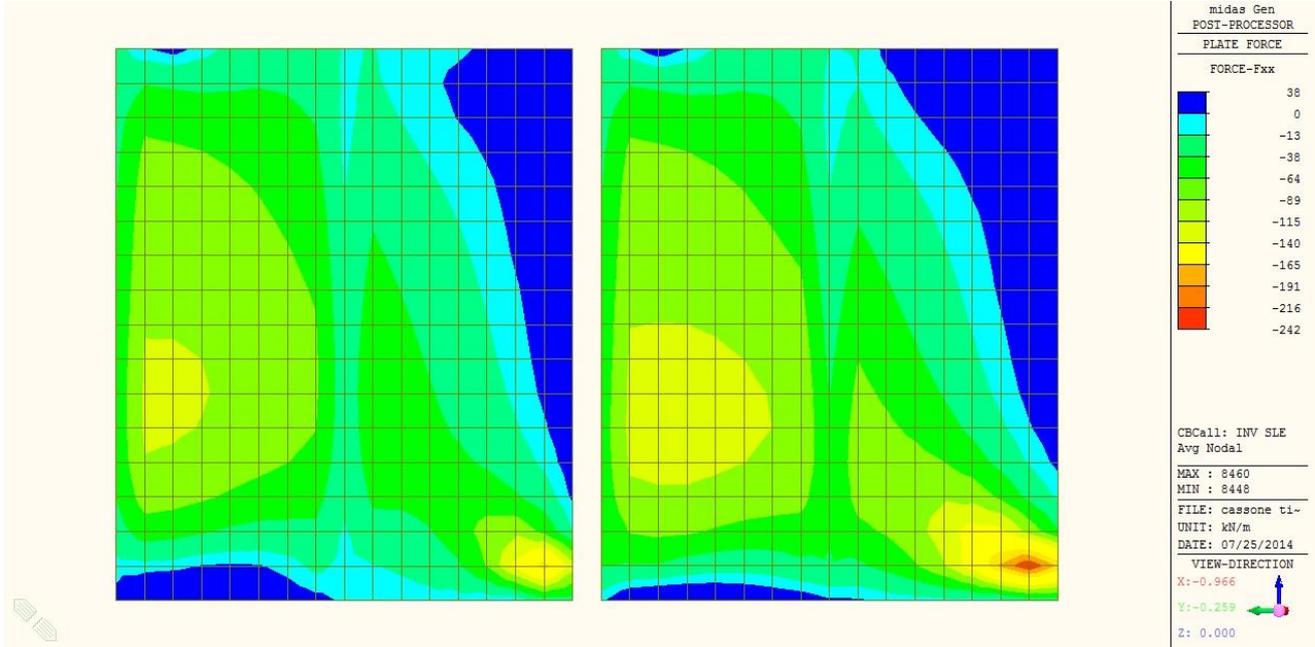


Figure 20 Fxx

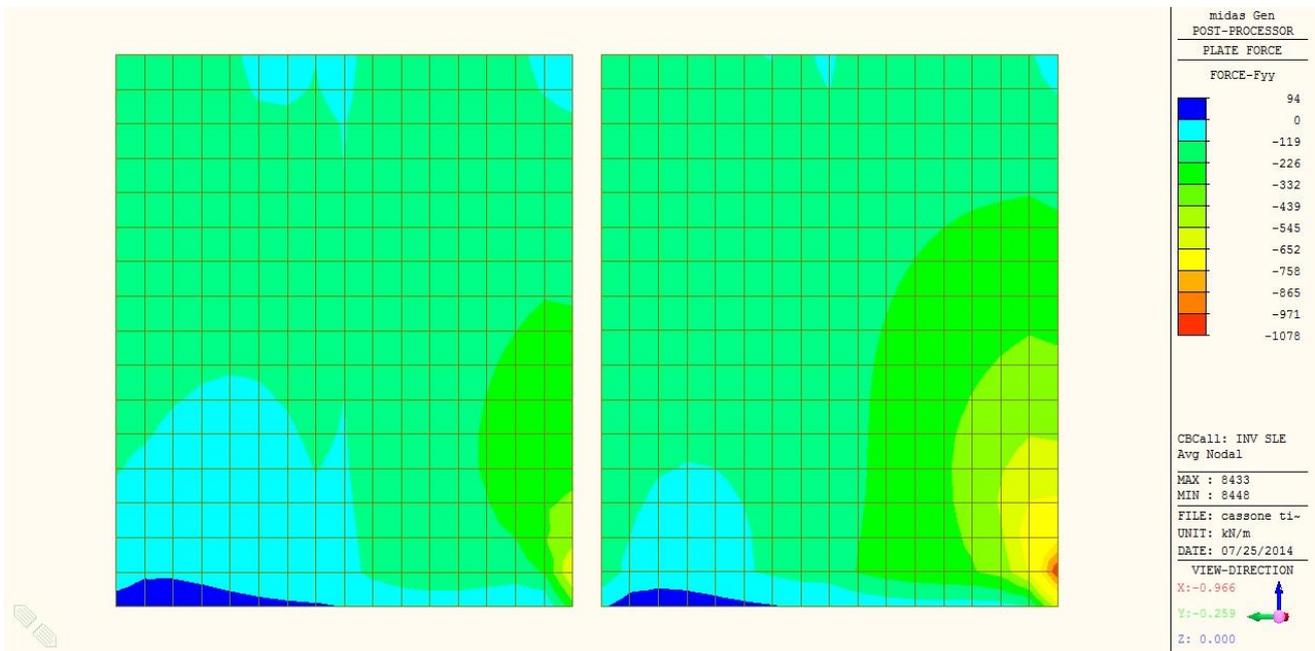


Figure 21 Fyy

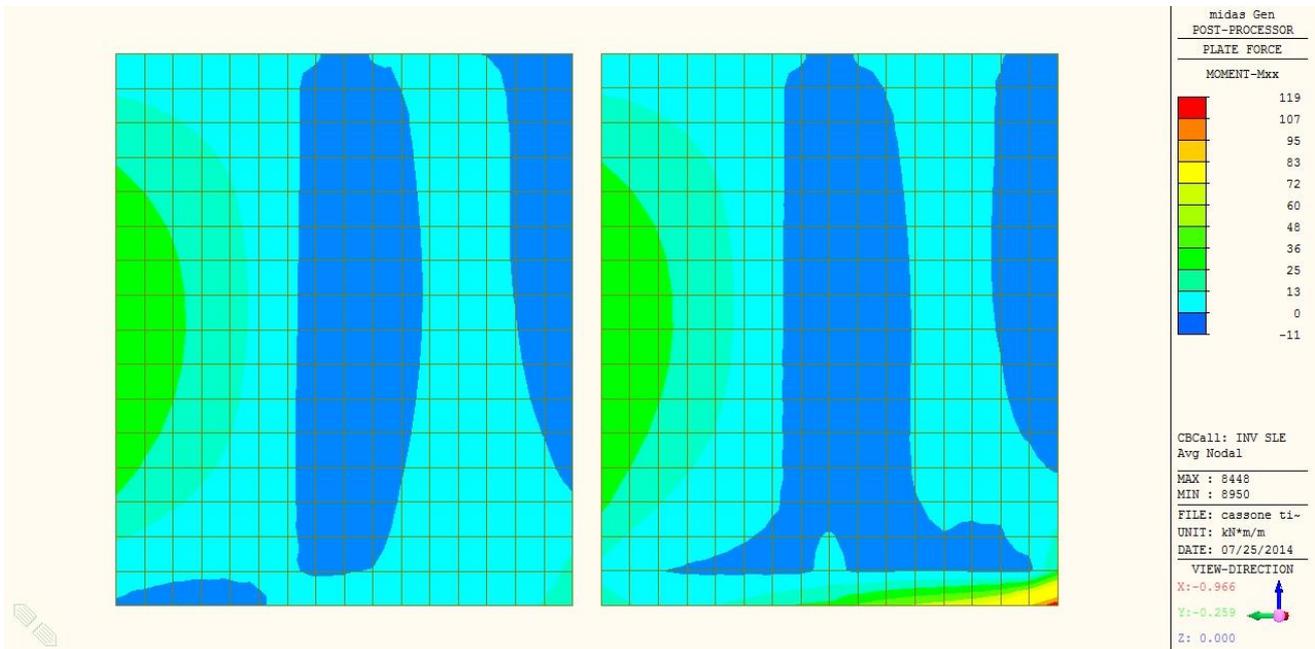


Figure 22 Mxx

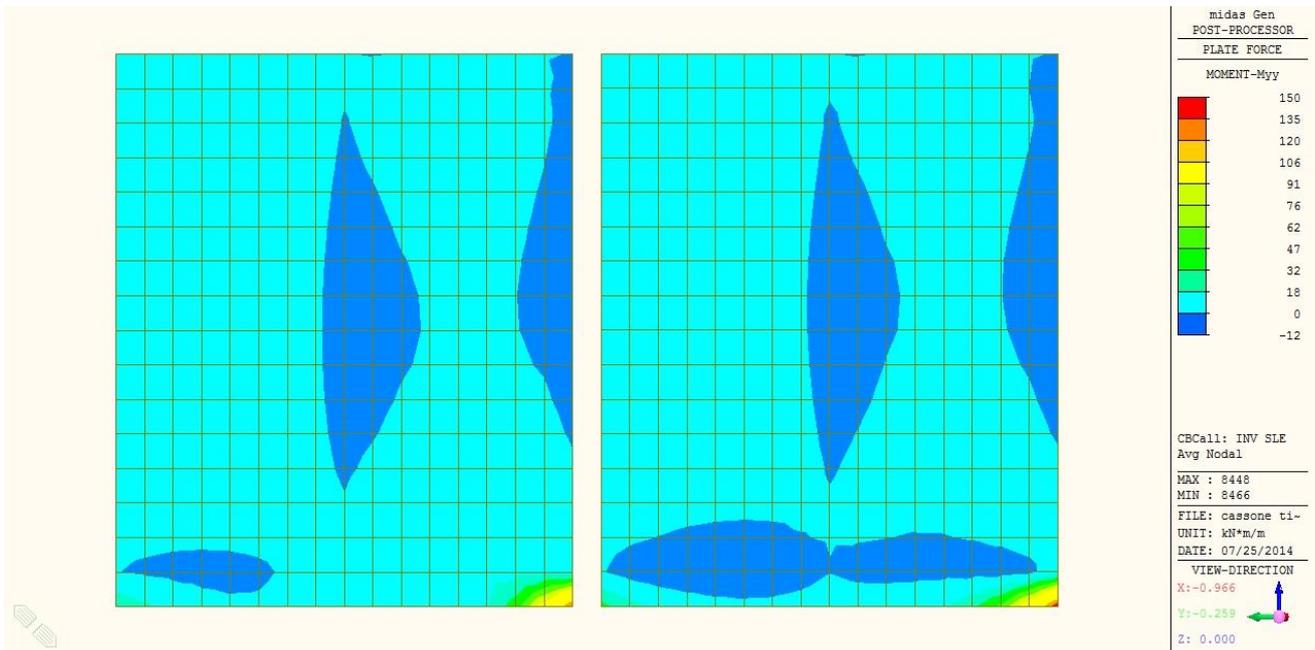


Figure 23 Myy

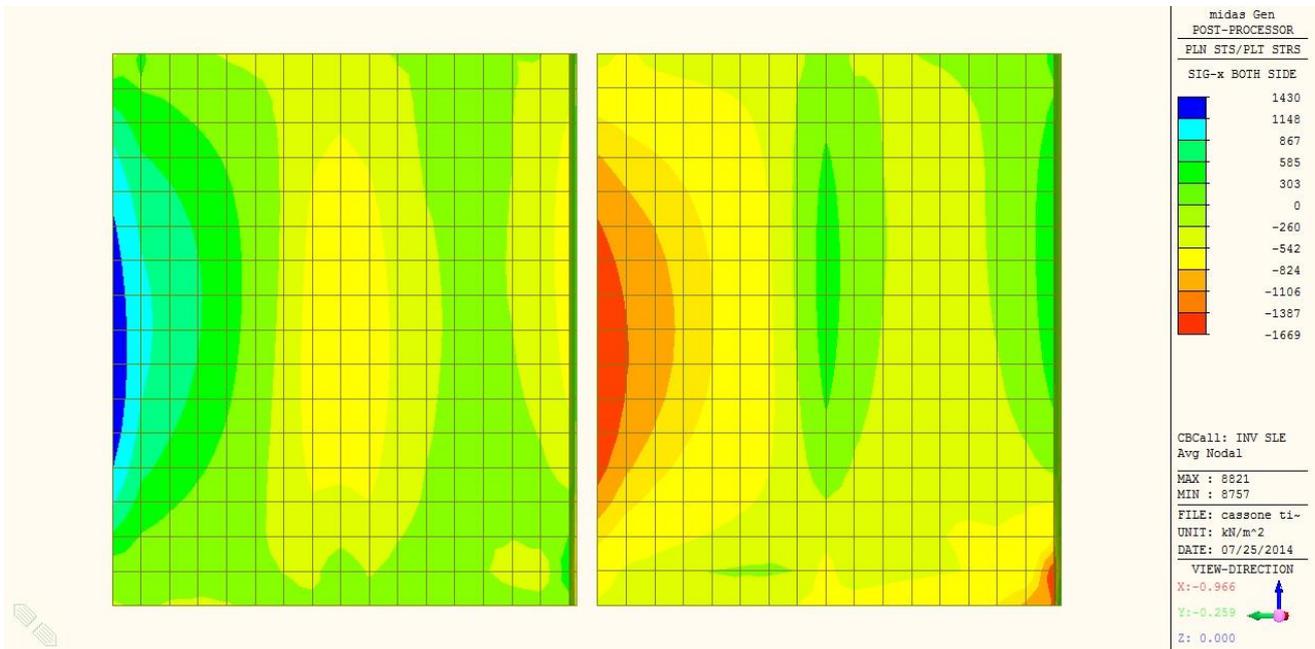


Figura 17 tensioni sigma xx su ambo le facce degli elementi

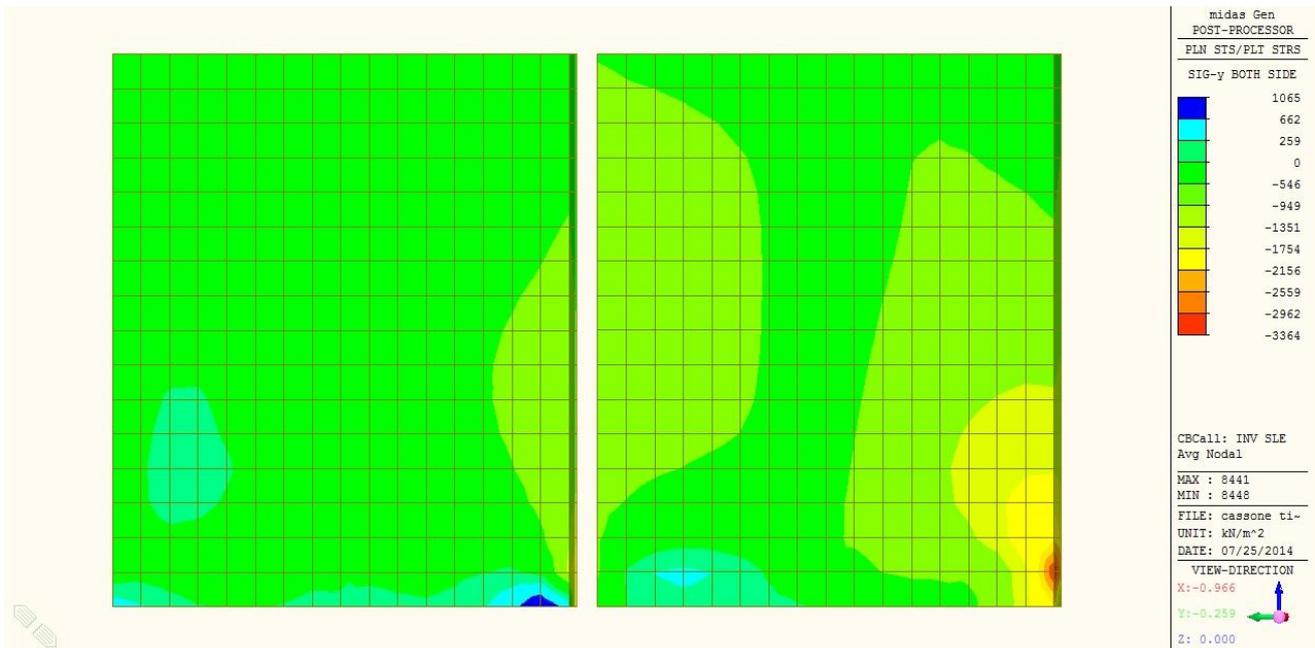


Figura 18 tensioni sigma yy su ambo le facce degli elementi

Come si osserva il limite a trazione di aperture delle fessure (2675 kPa) non viene mai superato, pertanto la verifica tenso-fessurativa è implicitamente soddisfatta.



9.1.3. Muri esterni 35cm

9.1.3.1. Sollecitazioni SLU+SISM

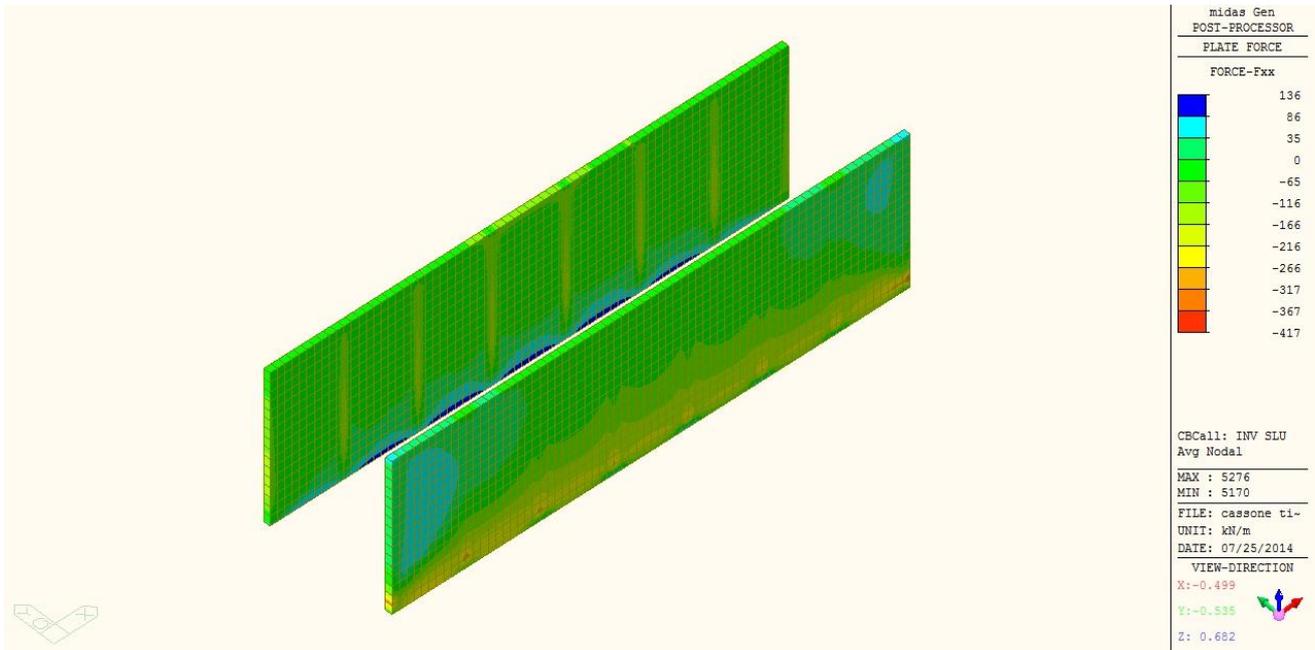


Figure 24 Fxx

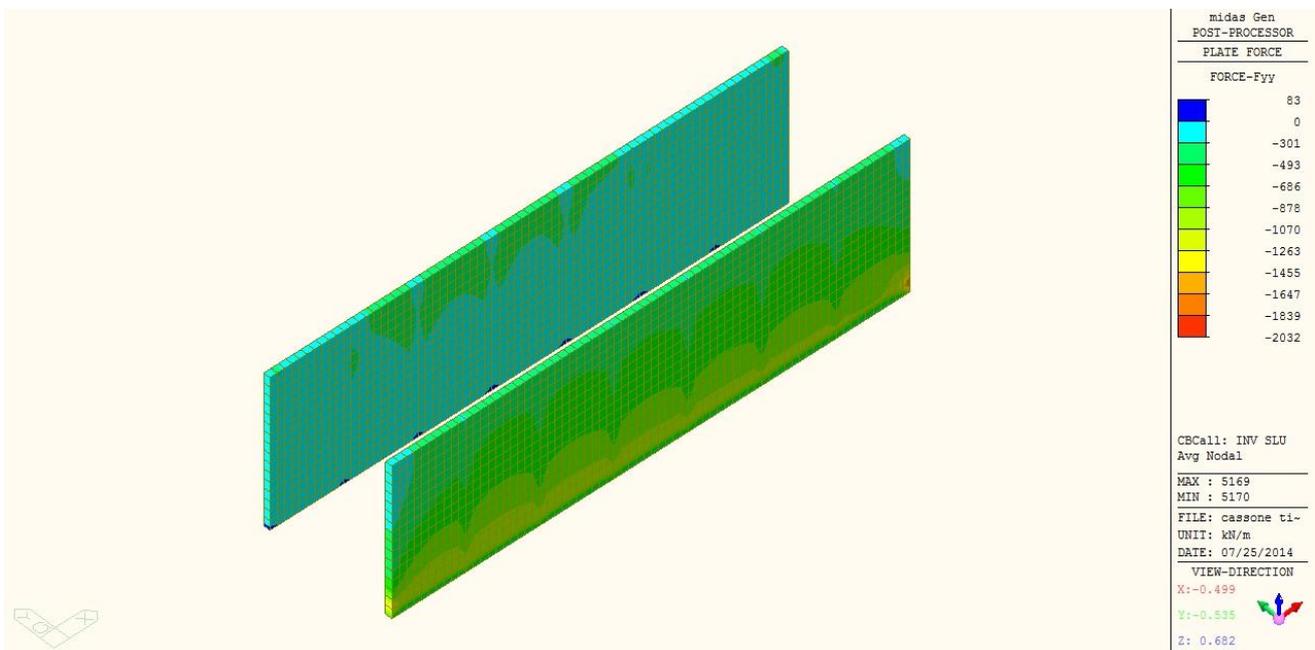


Figure 25 Fyy

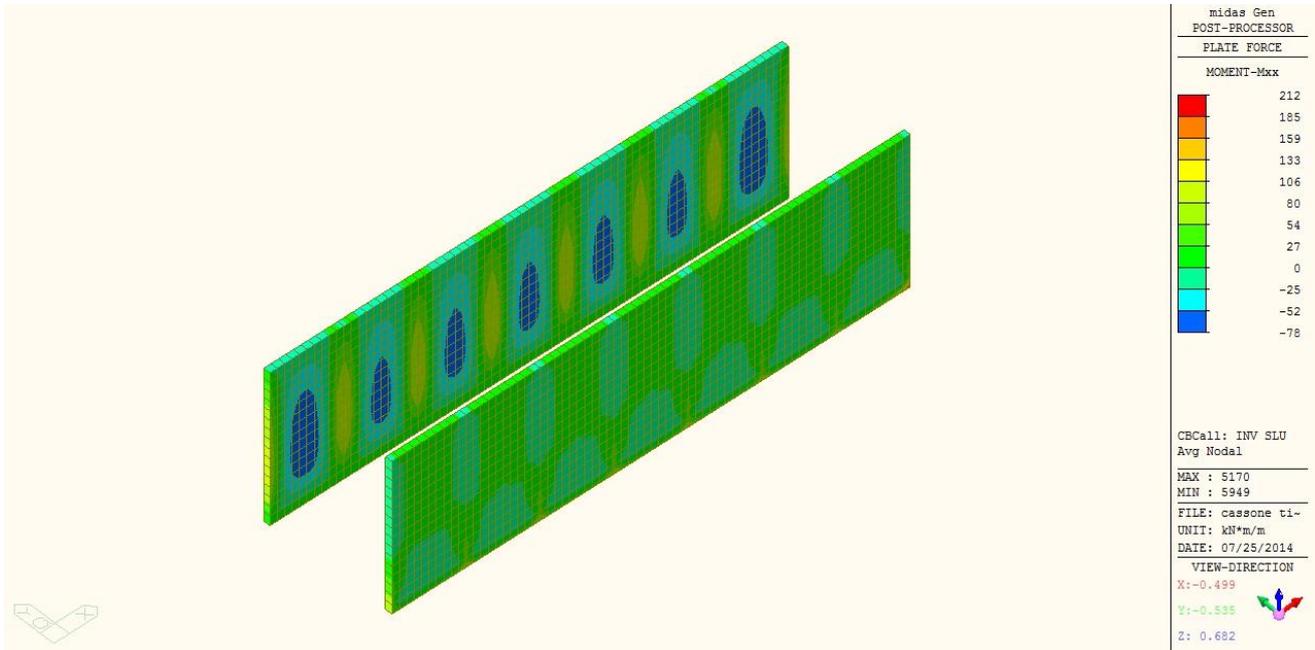


Figure 26 Mxx

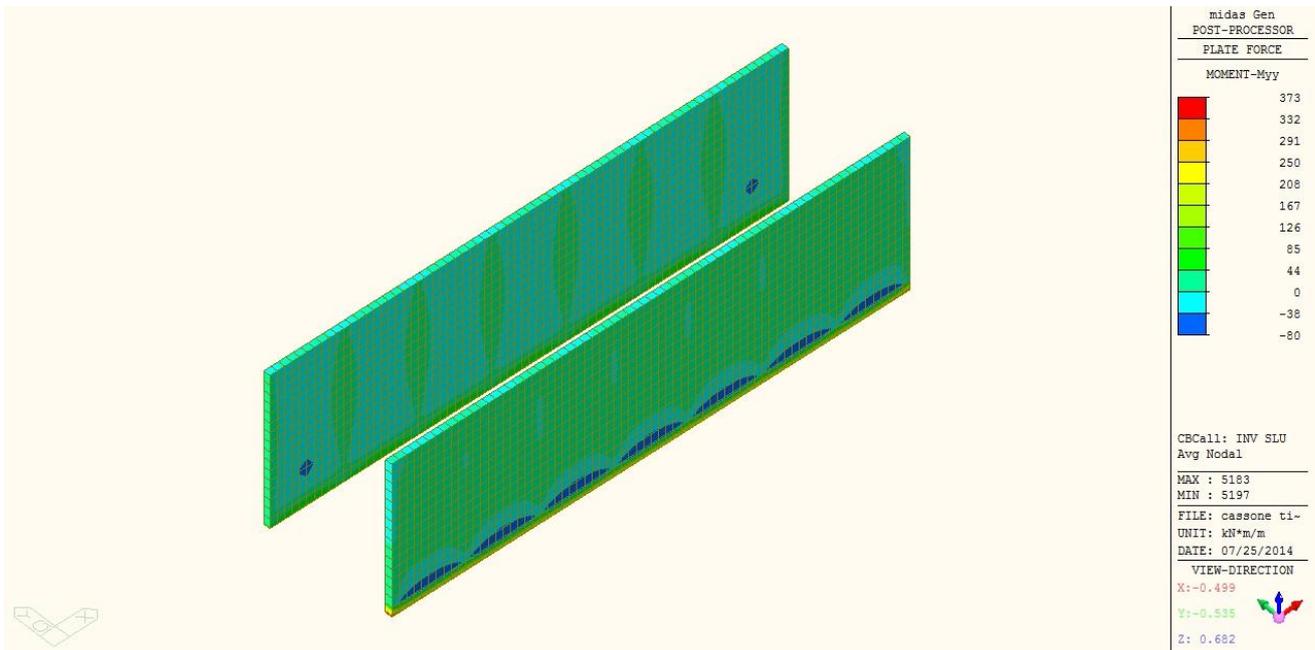


Figure 27 Myy

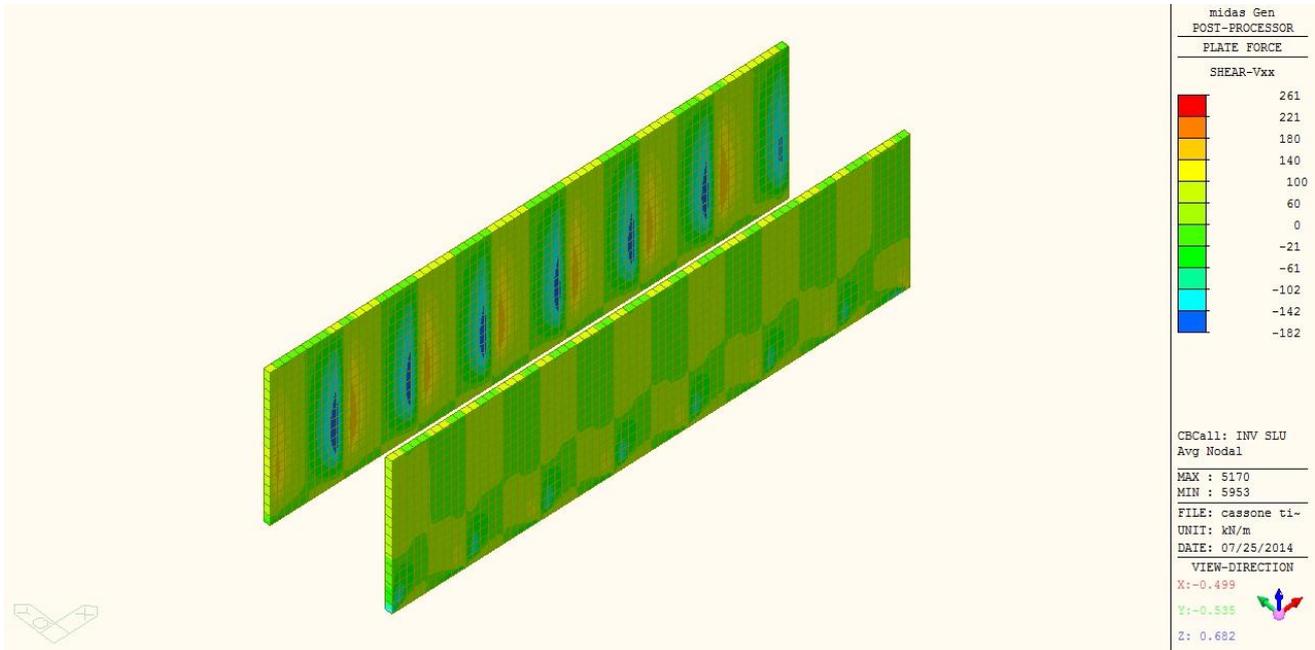


Figure 28 Vxx

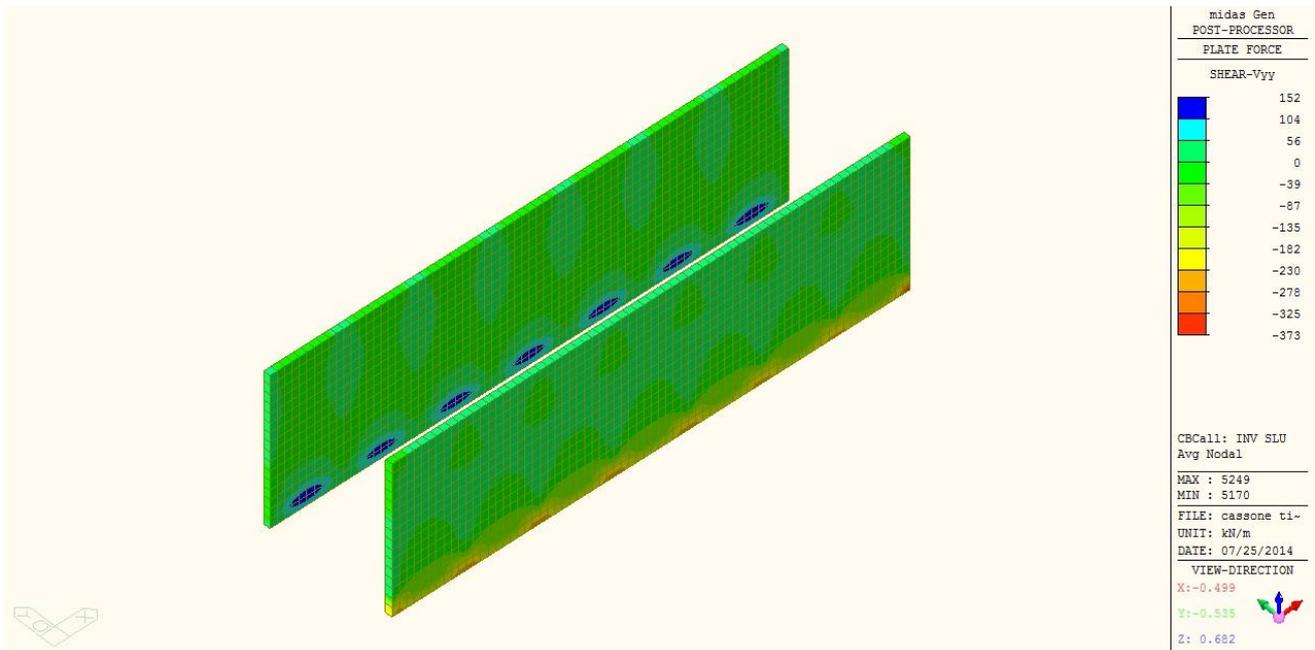


Figure 29 Vyy



9.1.3.2. Sollecitazioni e tensioni SLE

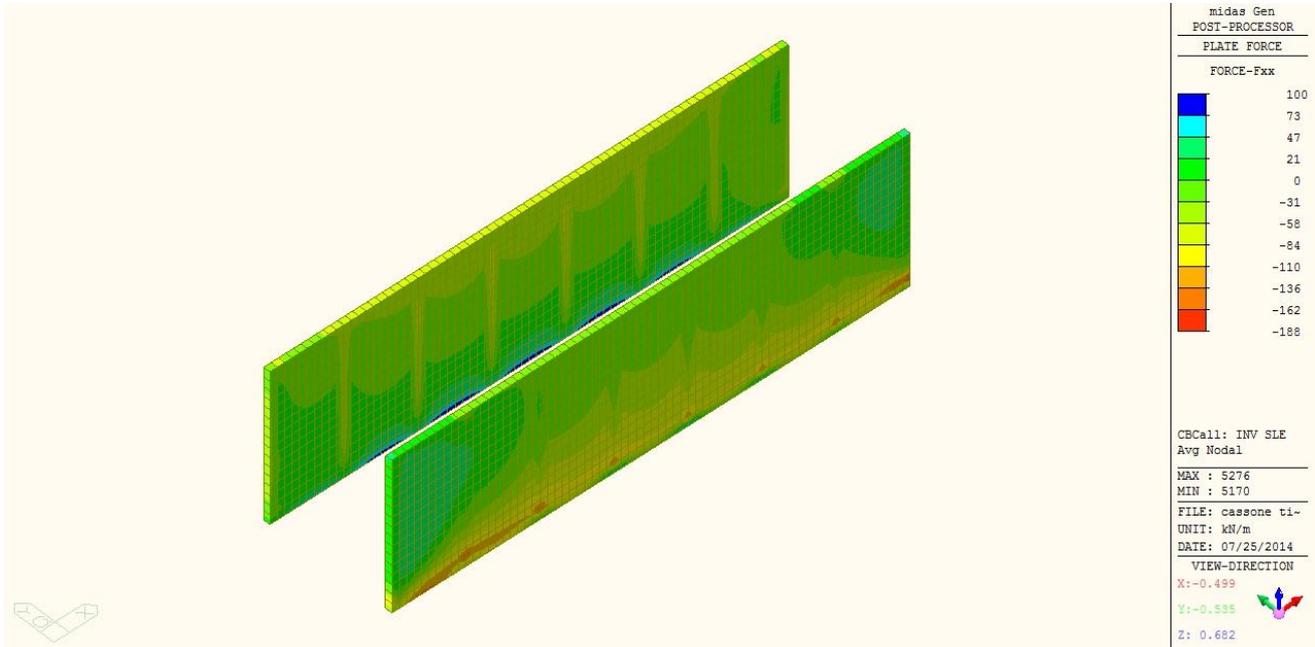


Figure 30 Fxx

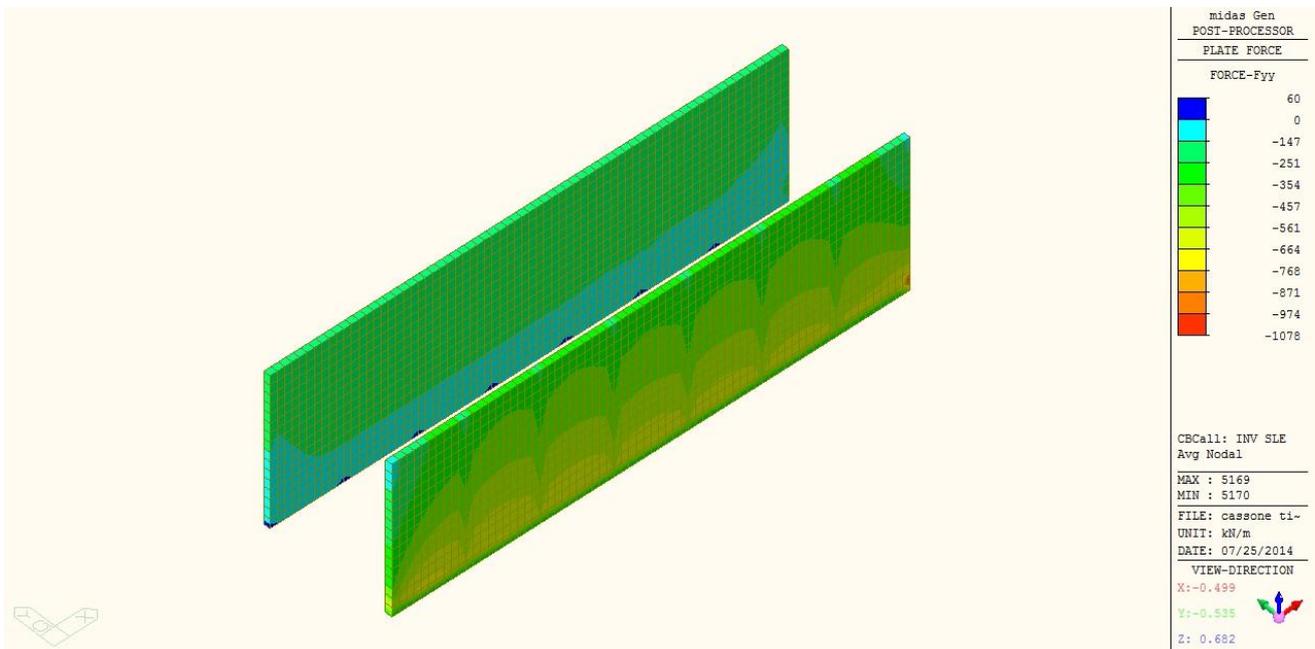


Figure 31 Fyy

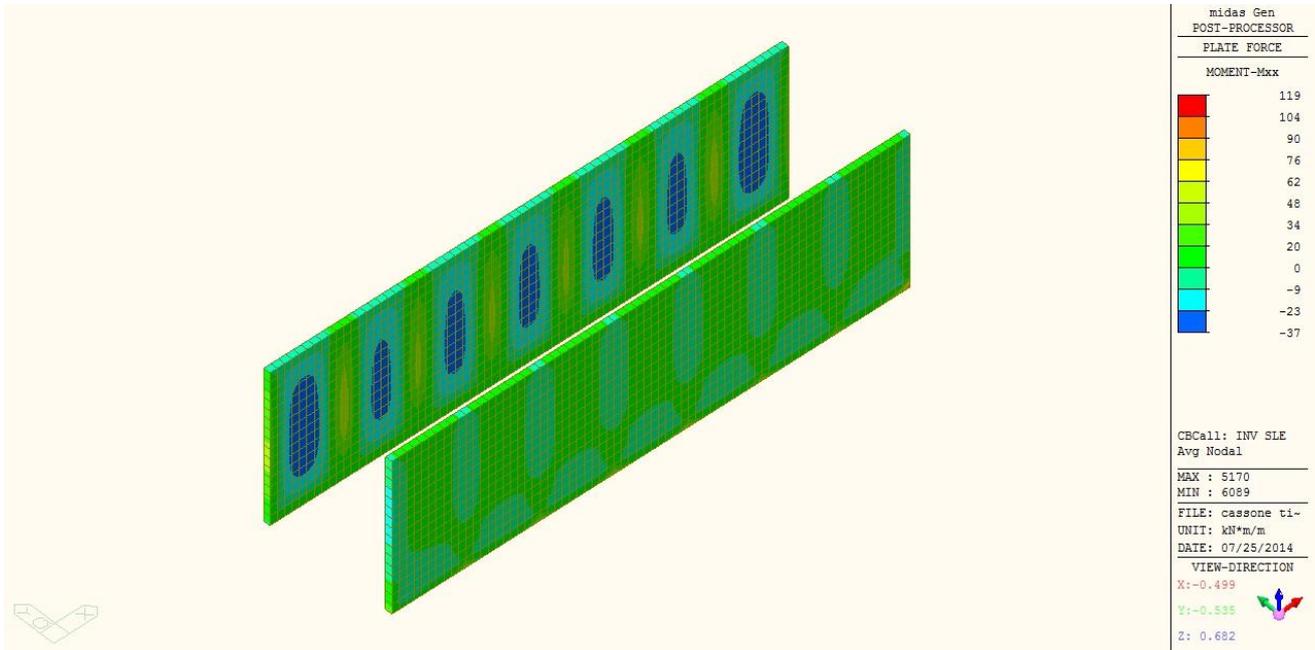


Figure 32 Mxx

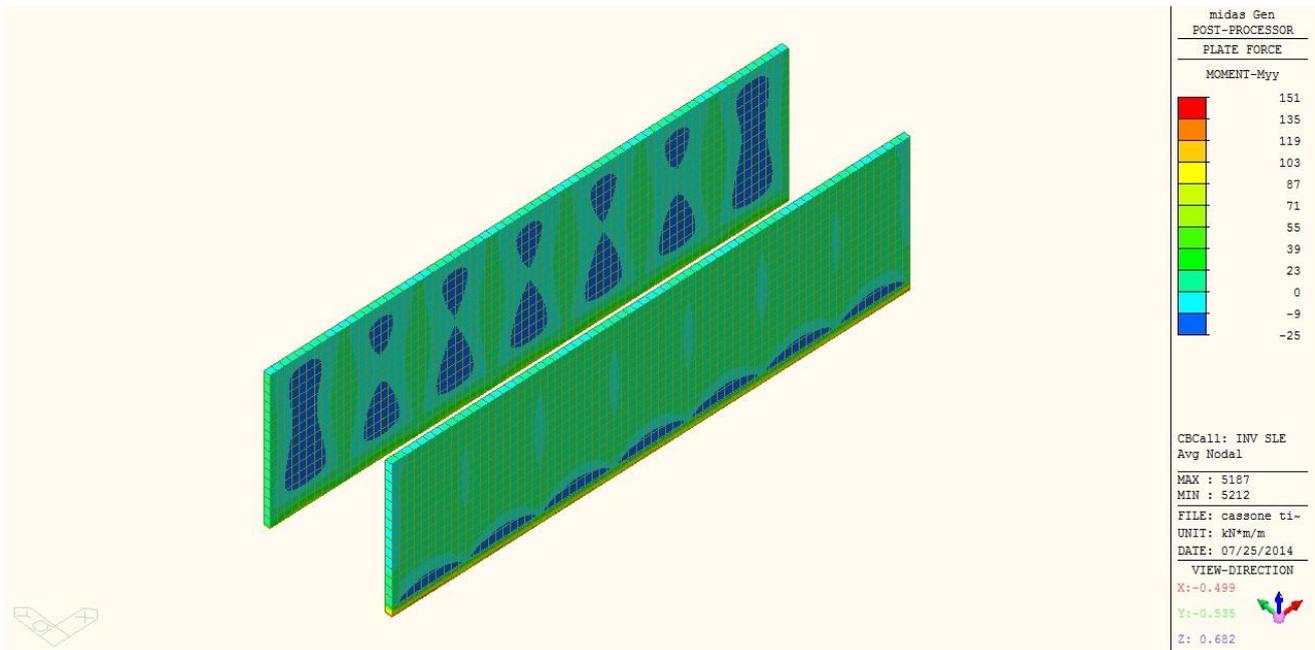


Figure 33 Myy

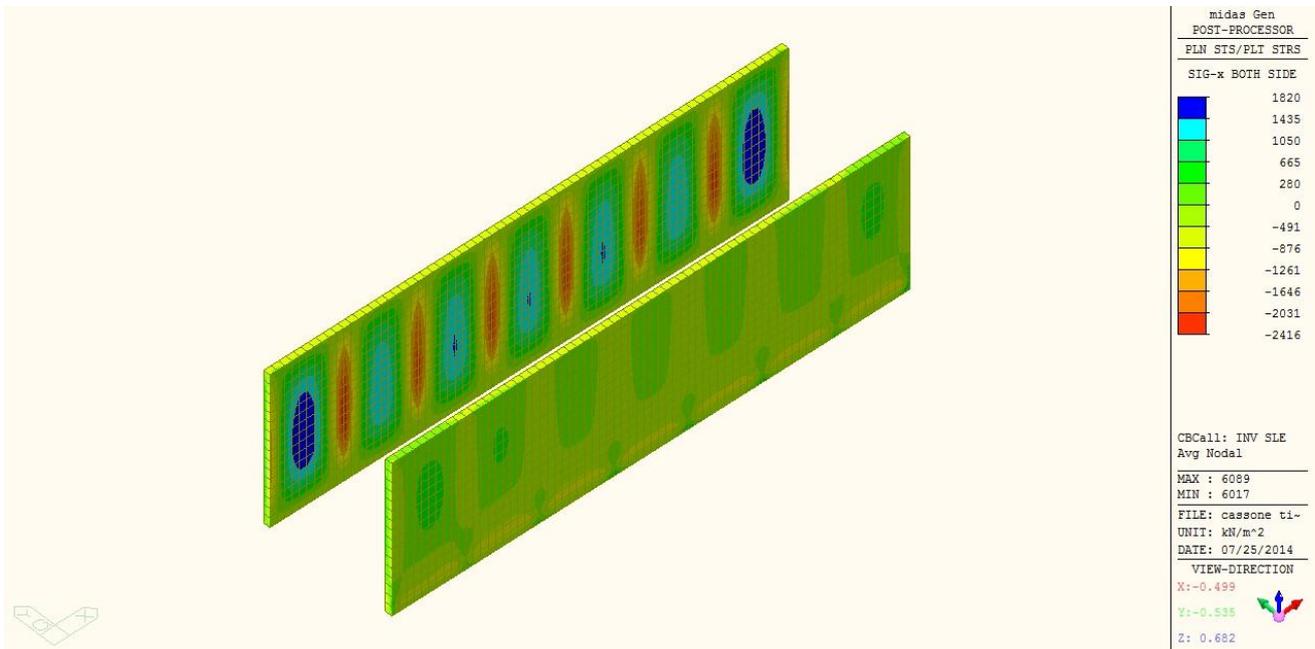


Figura 19 tensioni sigma xx su ambo le facce degli elementi

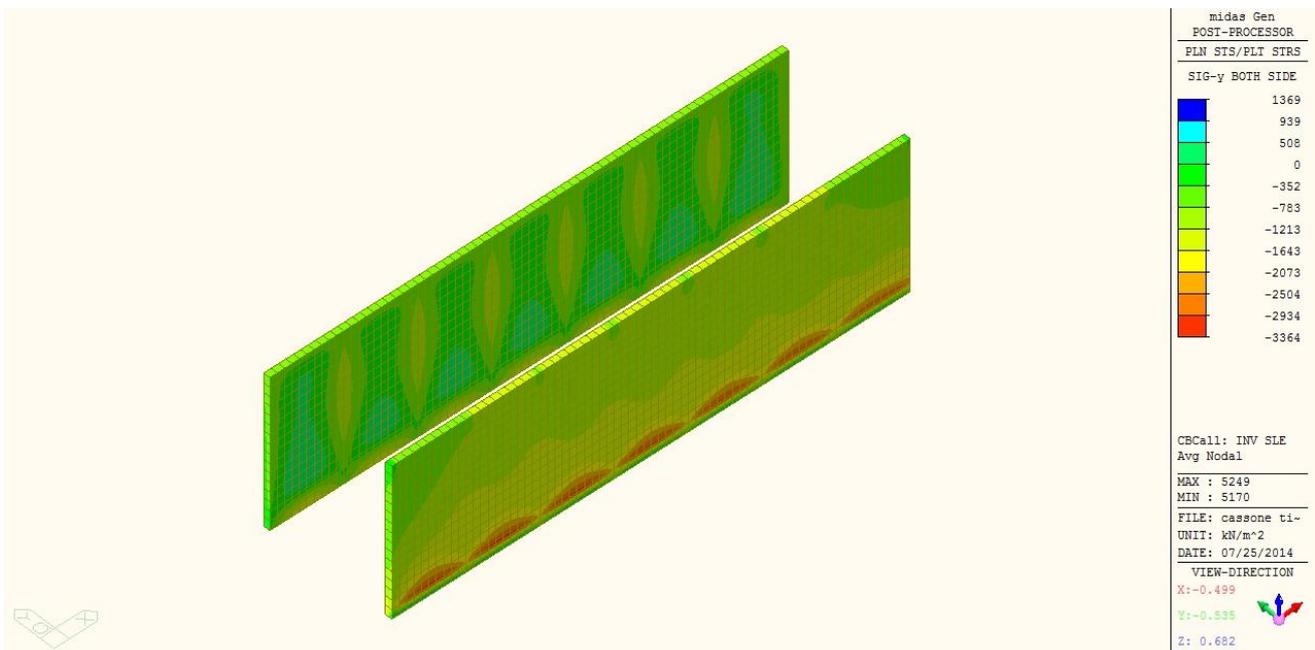


Figura 20 tensioni sigma yy su ambo le facce degli elementi

Come si osserva il limite a trazione di aperture delle fessure (2675 kPa) non viene mai superato, pertanto la verifica tenso-fessurativa è implicitamente soddisfatta.



9.1.4. Muri interni 20cm

9.1.4.1. Sollecitazioni SLU+SISM

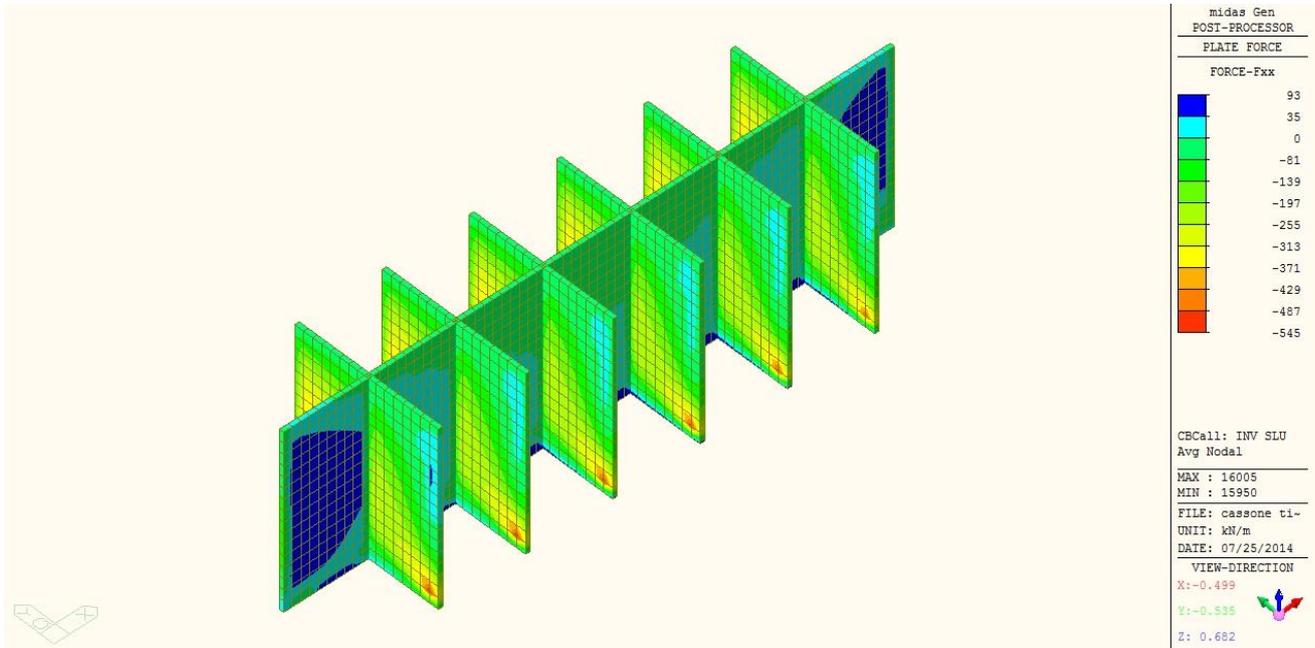


Figura 21 Fxx

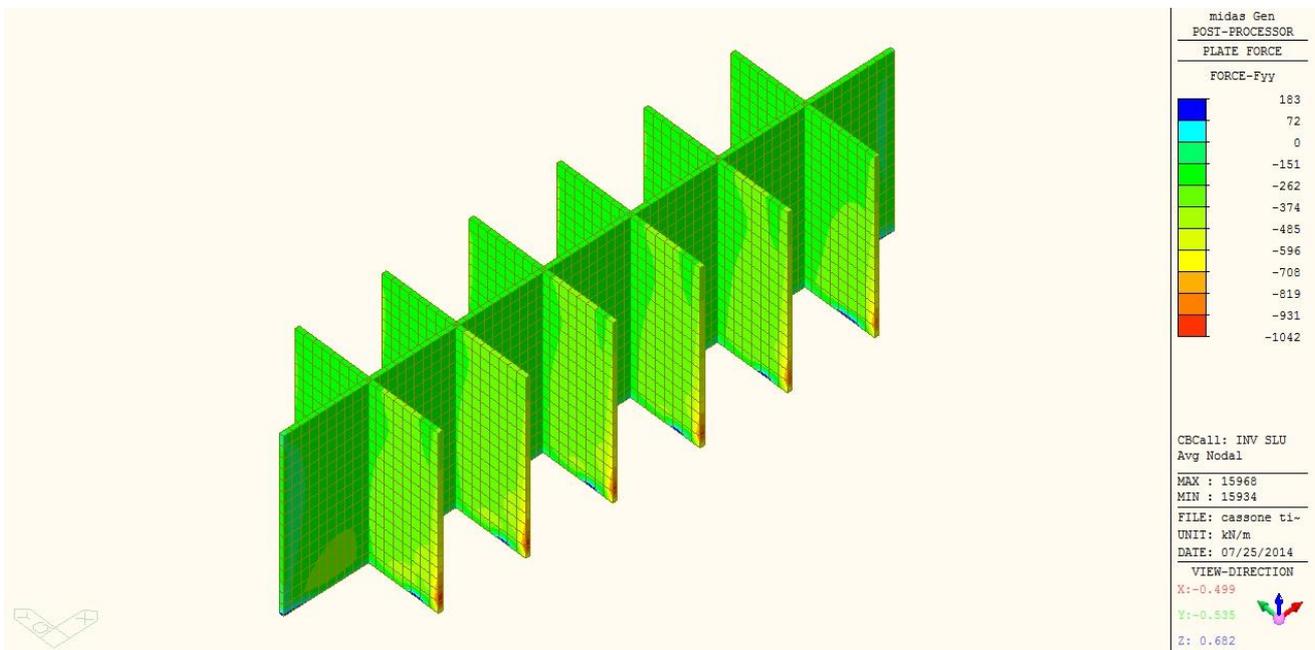


Figura 22 Fyy

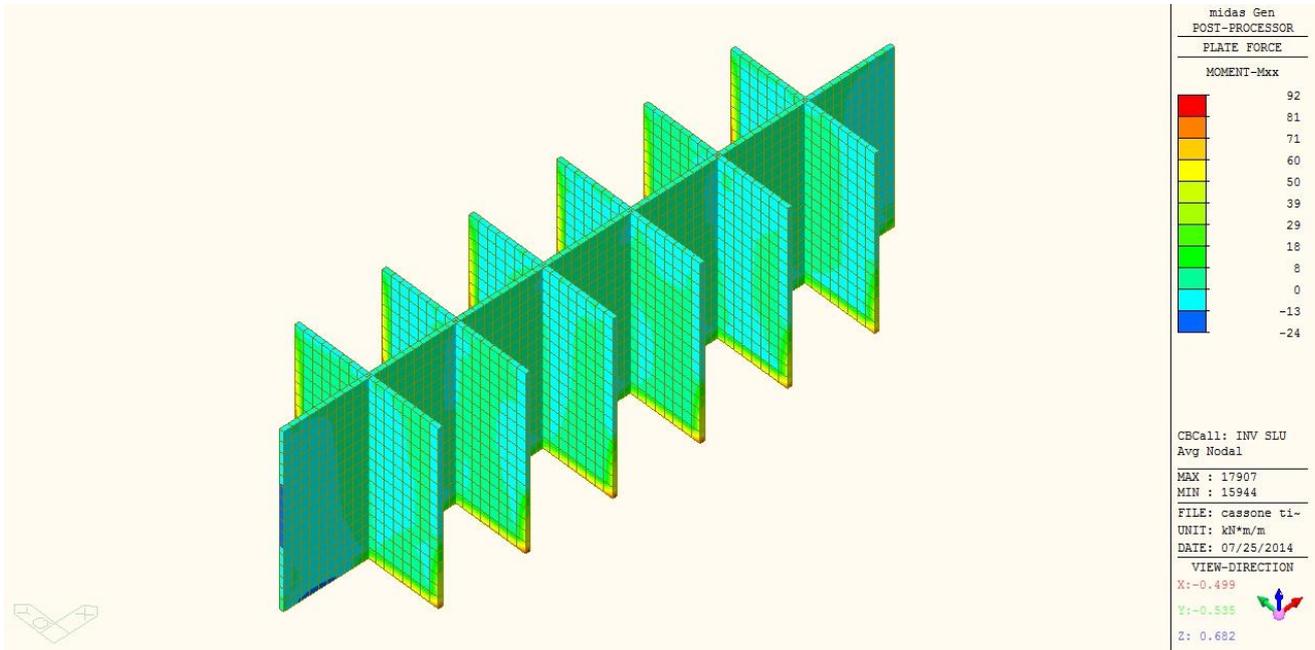


Figura 23 Mxx

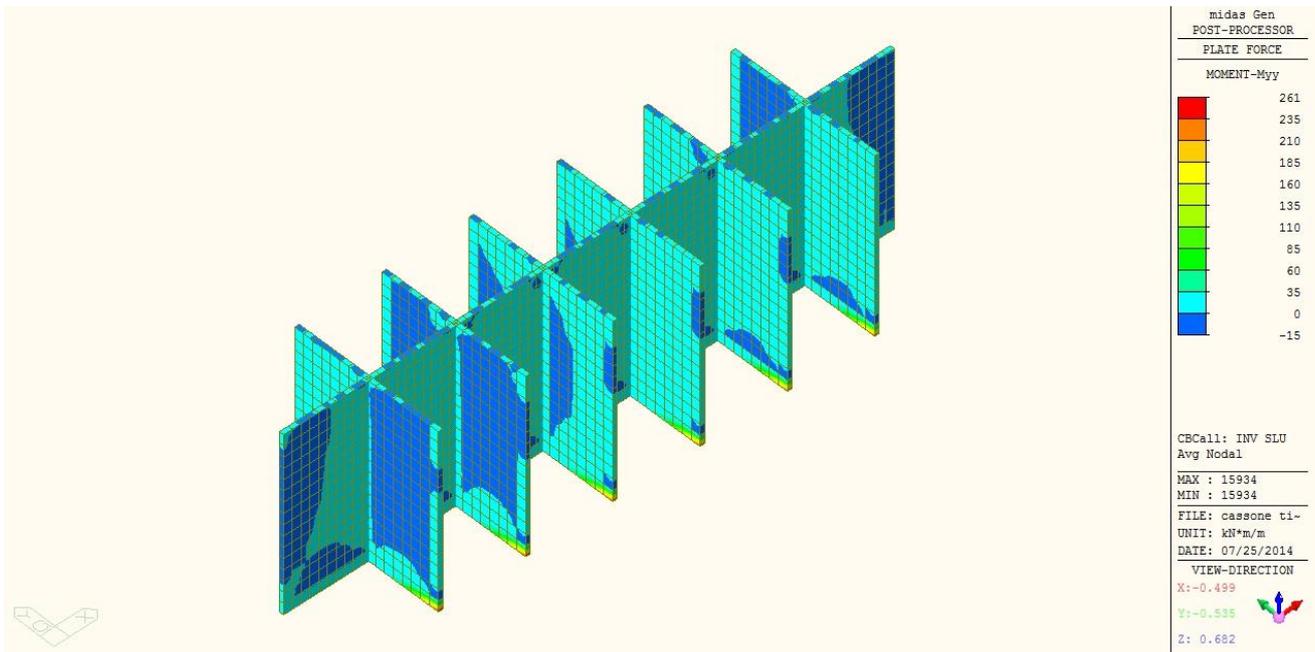


Figura 24 Myy

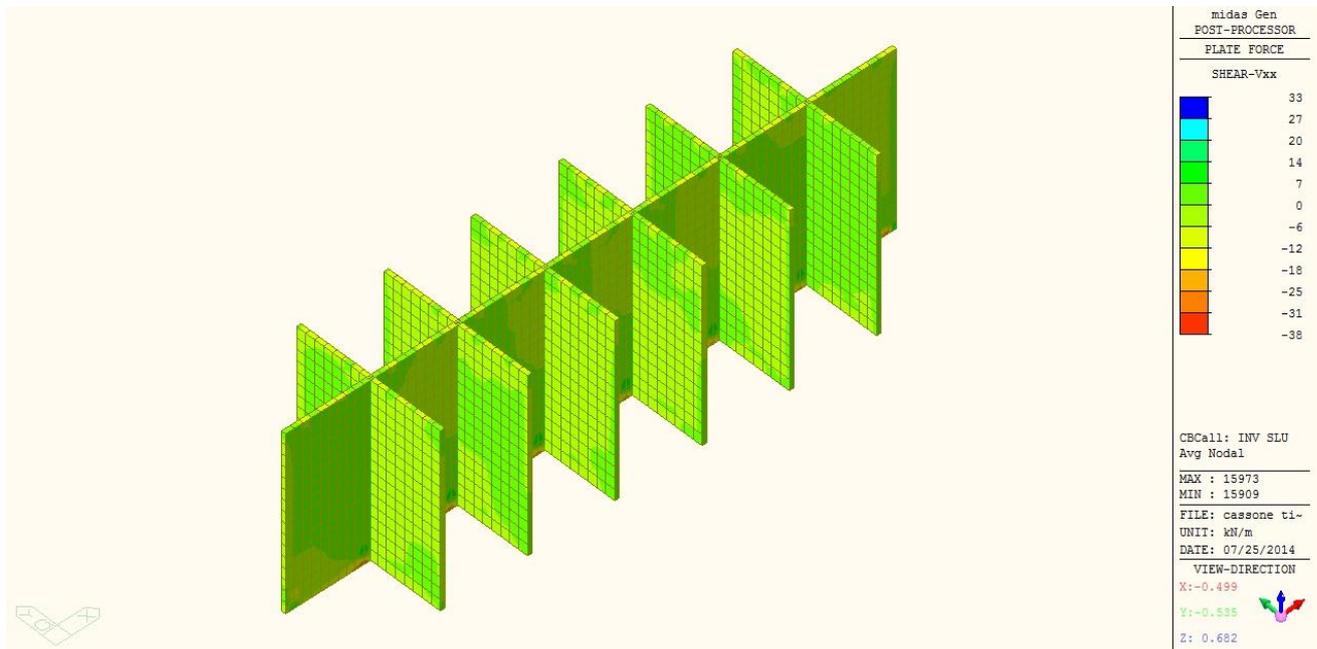


Figura 25 Vxx

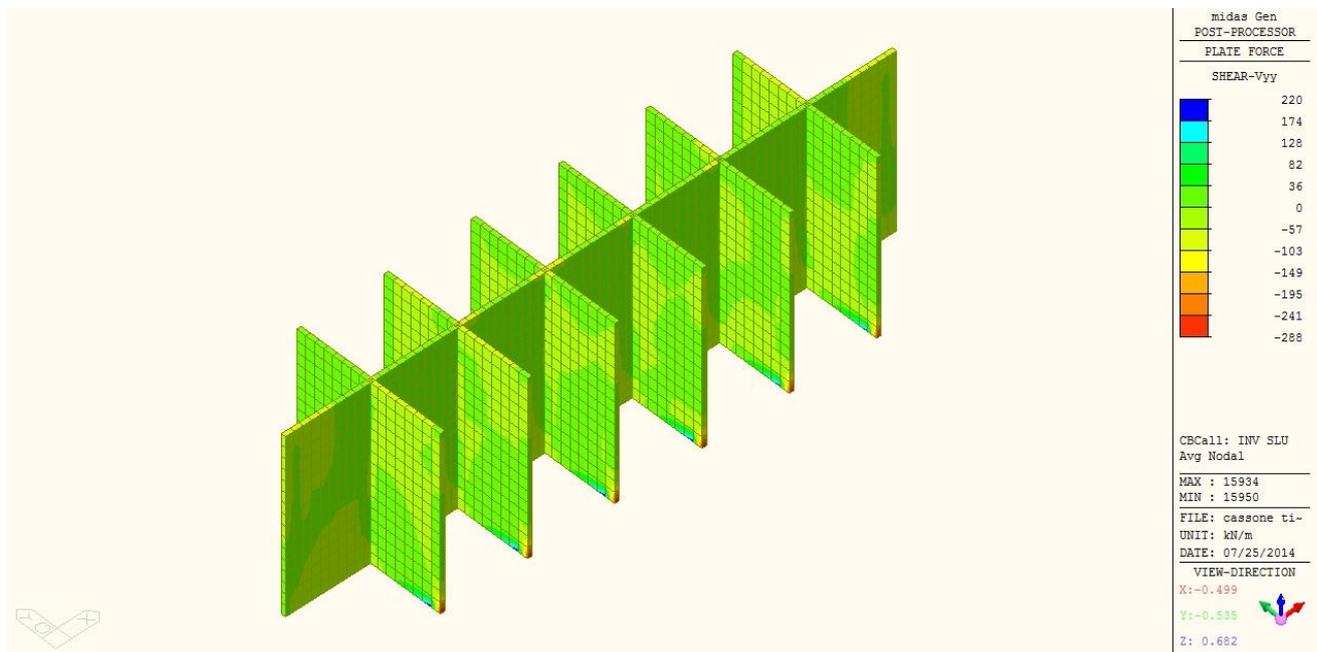


Figura 26 Vyy



9.1.4.2. Sollecitazioni e tensioni SLE

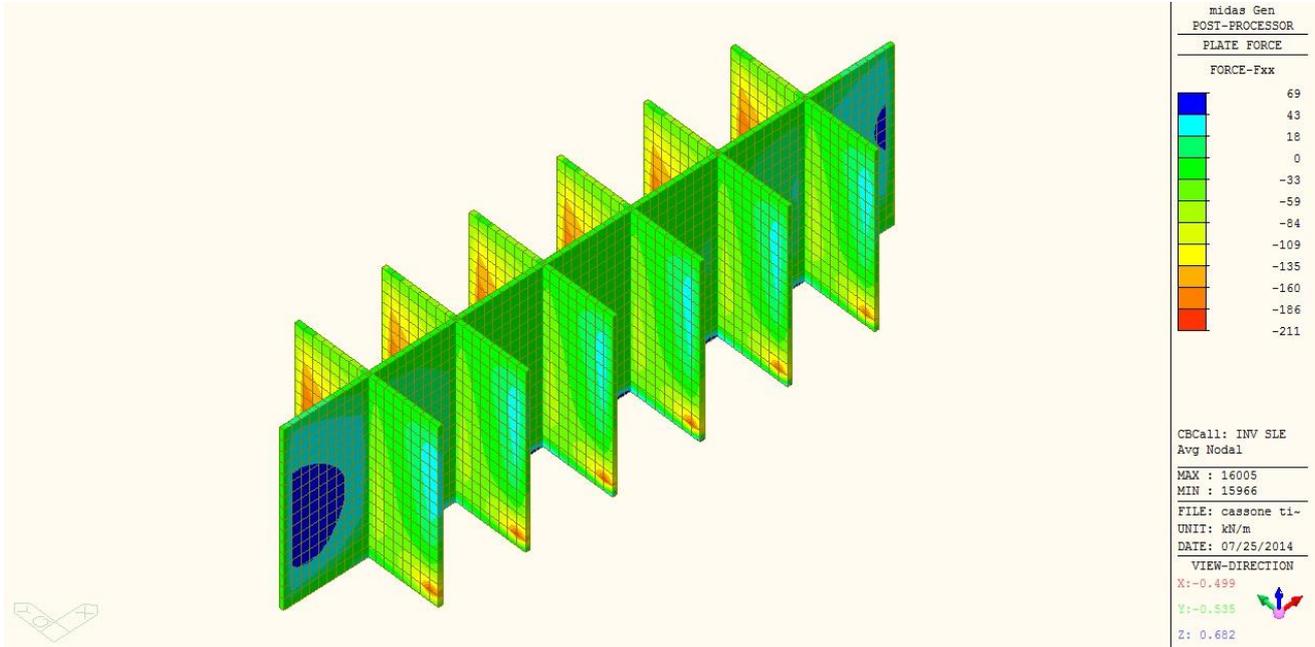


Figura 27 Fxx

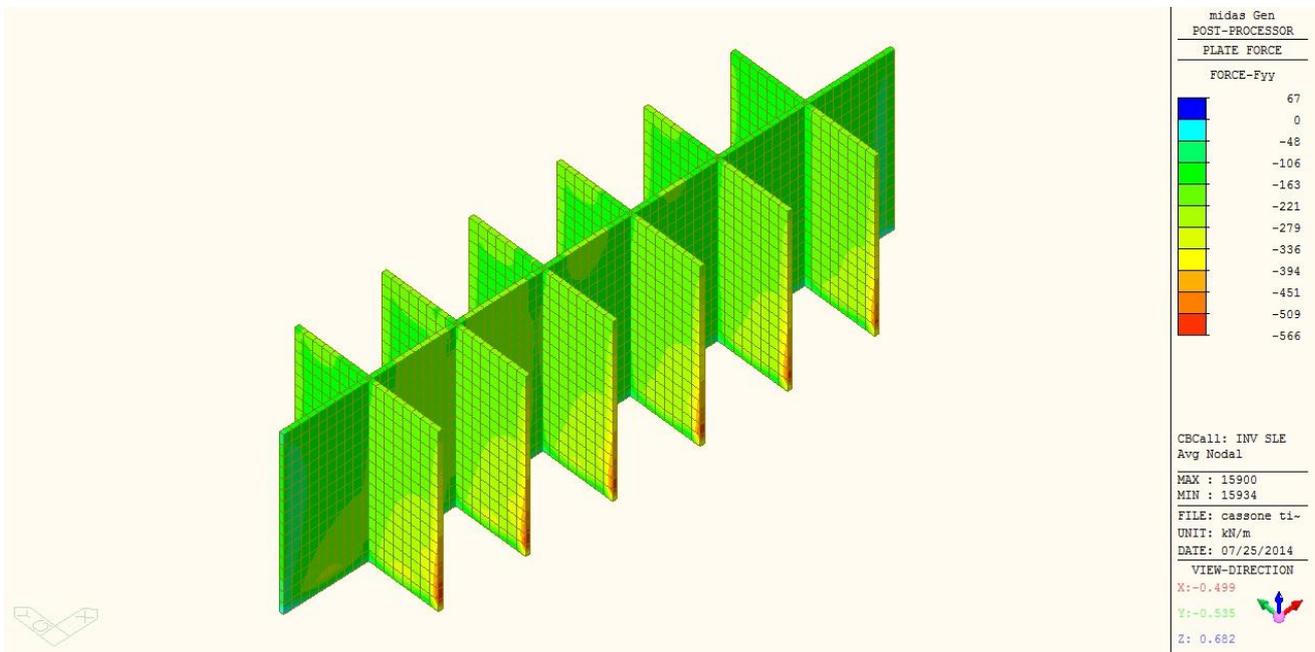


Figura 28 Fyy

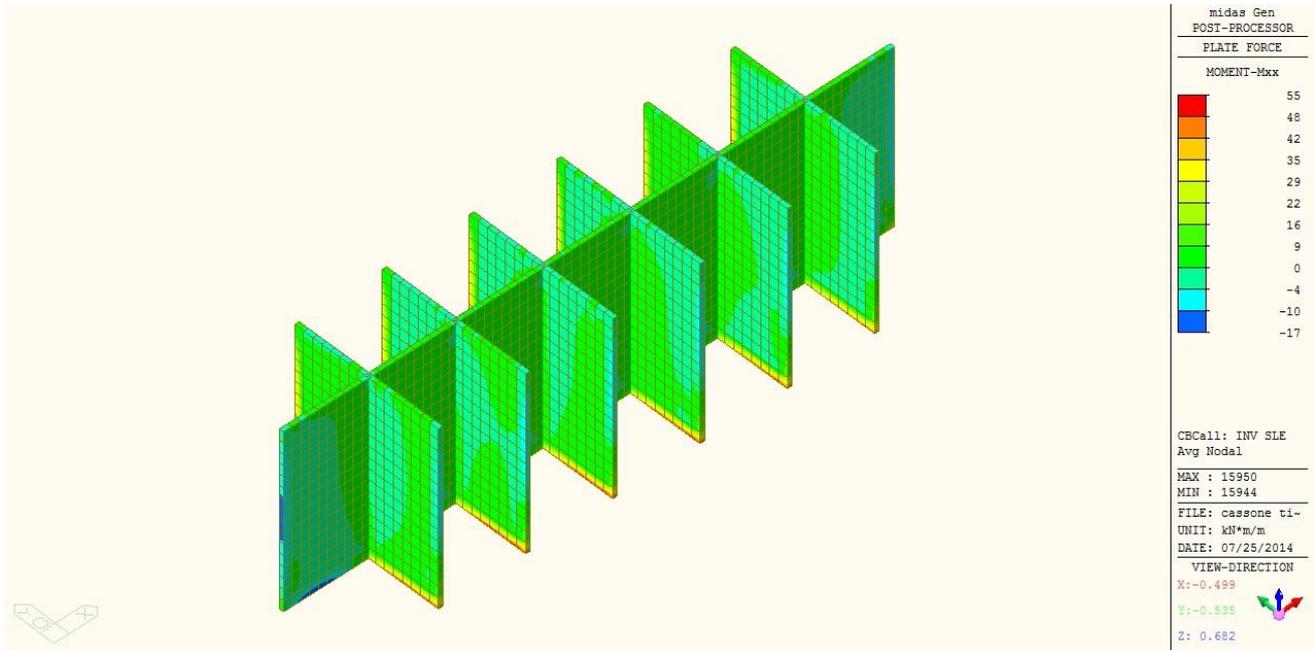


Figura 29 Mxx

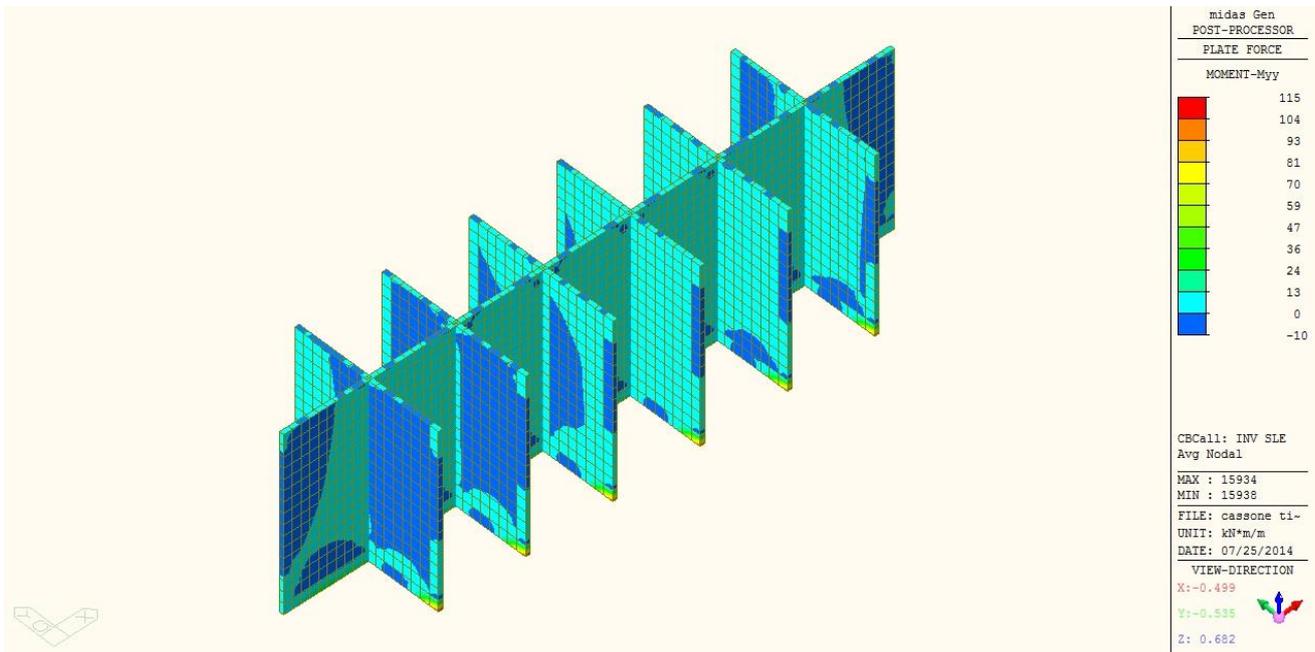


Figura 30 Myy

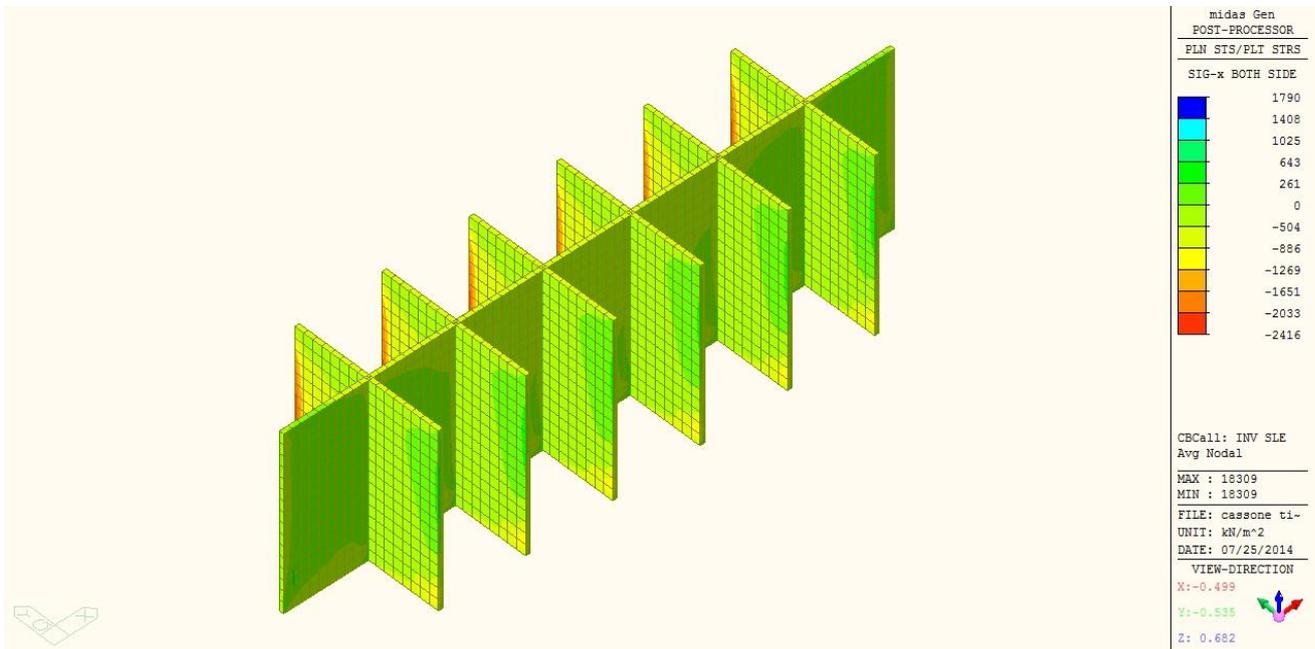


Figura 31 sigma xx su ambo le facce dei plate

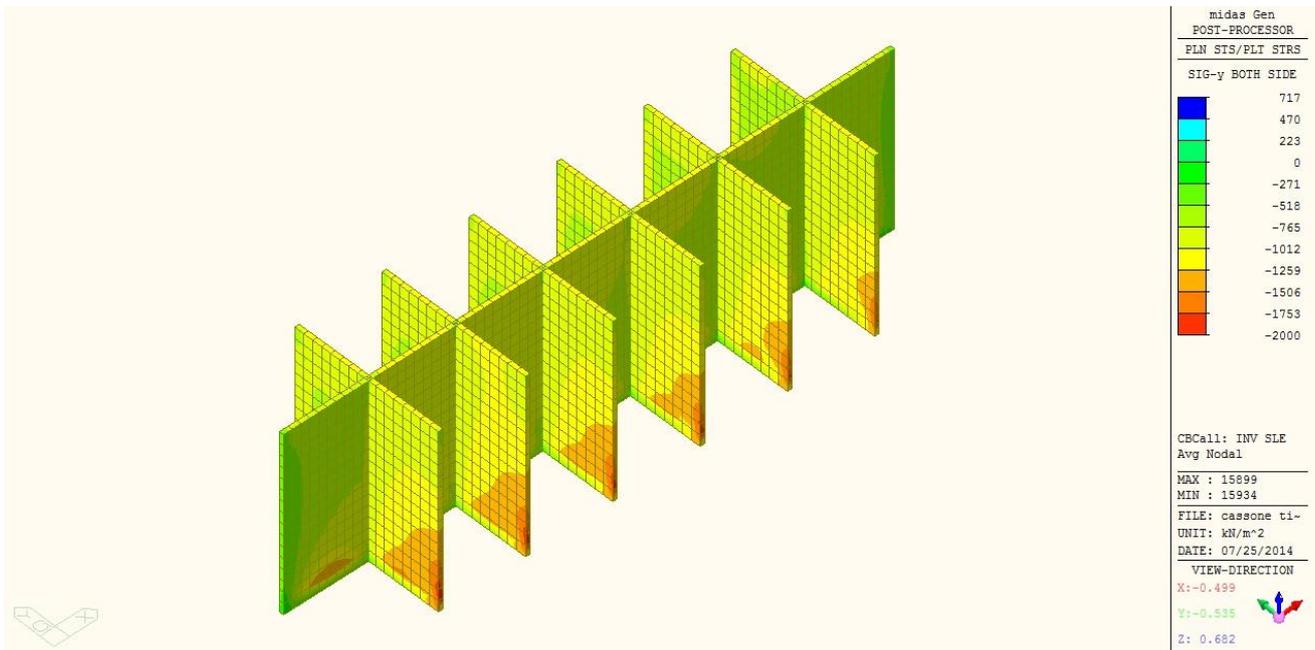


Figura 32 sigma yy su ambo le facce dei plate

Come si osserva il limite a trazione di aperture delle fessure (2675 kPa) non viene mai superato, pertanto la verifica tenso-fessurativa è implicitamente soddisfatta.



9.2. Verifiche strutturali

Si dispongono le seguenti armature:

elemento	spessore	posizione	armature		
	[cm]		corrente xx	corrente yy	a taglio
PLATEA	70	campata	5 ϕ 16	5 ϕ 16	---
		incastro	5 ϕ 16	5 ϕ 16+3 ϕ 20	5 ϕ 10/20
MURI ESTERNI	40	campata	5 ϕ 20	5 ϕ 16	---
		incastro	5 ϕ 20	5 ϕ 16	---
	35	campata	5 ϕ 20	5 ϕ 16	---
		incastro	5 ϕ 20	5 ϕ 16	---
MURI INTERNI	20	campata	5 ϕ 14	5 ϕ 14	---
		incastro	5 ϕ 14	5 ϕ 14	---



9.2.1. Platea 70cm

9.2.1.1. Presso-tenso flessione

In campata in direzione xx:

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

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

TITOLO : _____

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	70	1	10.05	8
			2	10.05	62

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

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} -185 0 kN
 M_{xEd} 95 0 kNm
 M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

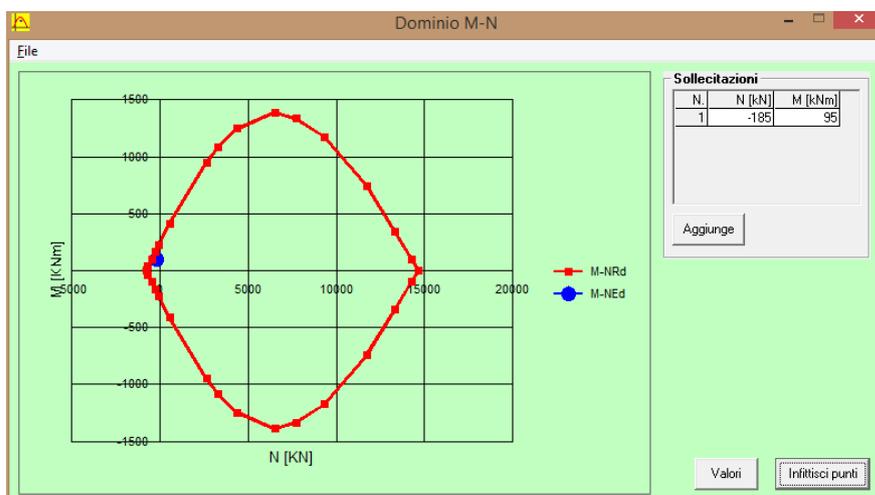
N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali
 B450C C35/45
 ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² E_{cu} 3.5 ‰
 E_s 210 000 N/mm² f_{cd} 19.83 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 ?
 ε_{syd} 1.863 ‰ σ_{c,adm} 13.5 ‰
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.8
 τ_{c1} 2.257

M_{xRd} 201.1 kN m
 σ_c -19.83 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ε_c 3.5 ‰
 ε_s 54.77 ‰
 d 62 cm
 x 3.724 x/d 0.06007
 δ 0.7



All'incastro nella medesima direzione è implicitamente soddisfatta la verifica ($M_{sd} = 128 < 201$).



In campata in direzione yy:

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

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

TITOLO: _____

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	70

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10.05	7
2	10.05	63

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} -133 0 kN
 M_{xEd} 141 0 kNm
 M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Fletta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

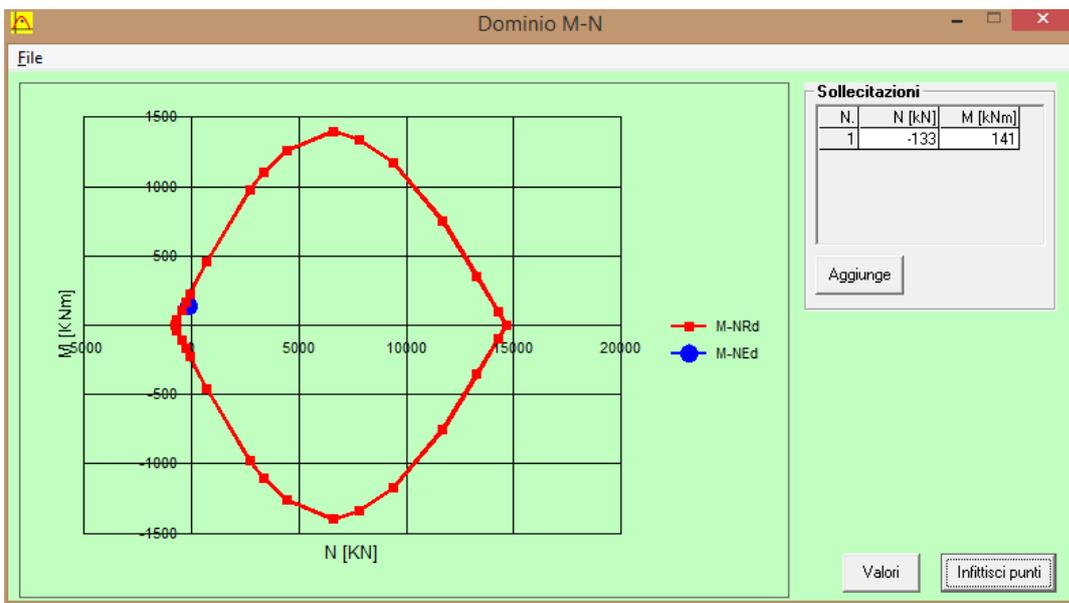
Precompresso

Materiali

B450C C35/45

ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
 E_s 210 000 N/mm² f_{cd} 19.83 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ε_{syd} 1.863 ‰ σ_{c,adm} 13.5
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.8
 τ_{c1} 2.257

M_{xRd} 217.6 kNm
 σ_c -19.83 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ε_c 3.5 ‰
 ε_s 50.93 ‰
 d 63 cm
 x 4.051 x/d 0.0643
 δ 0.7





all'incastro si aggiungono 3Φ20 tesi:

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

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

Titolo: _____

N* figure elementari: 1 Zoom N* strati barre: 2 Zoom

N*	b [cm]	h [cm]
1	100	70

N*	As [cm²]	d [cm]
1	10.05	7
2	19.48	63

Tipologia Sezione:
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Diagramma della sezione:

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N _{Ed}	0	0	kN
M _{xEd}	285	0	kNm
M _{yEd}	0	0	

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

Tipologia rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo:
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipologia flessione:
 Retta Deviata

N* rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali: B450C C35/45

ε _{su}	67.5	‰	ε _{c2}	2	‰
f _{yd}	391.3	N/mm²	ε _{cu}	3.5	‰
E _s	210 000	N/mm²	f _{cd}	19.83	
E _s /E _c	15		f _{cc} /f _{cd}	0.8	?
ε _{syd}	1.863	‰	σ _{c,adm}	13.5	
σ _{s,adm}	255	N/mm²	τ _{co}	0.8	
			τ _{c1}	2.257	

M_{xRd} 469.4 kN m

σ_c -19.83 N/mm²

σ_s 391.3 N/mm²

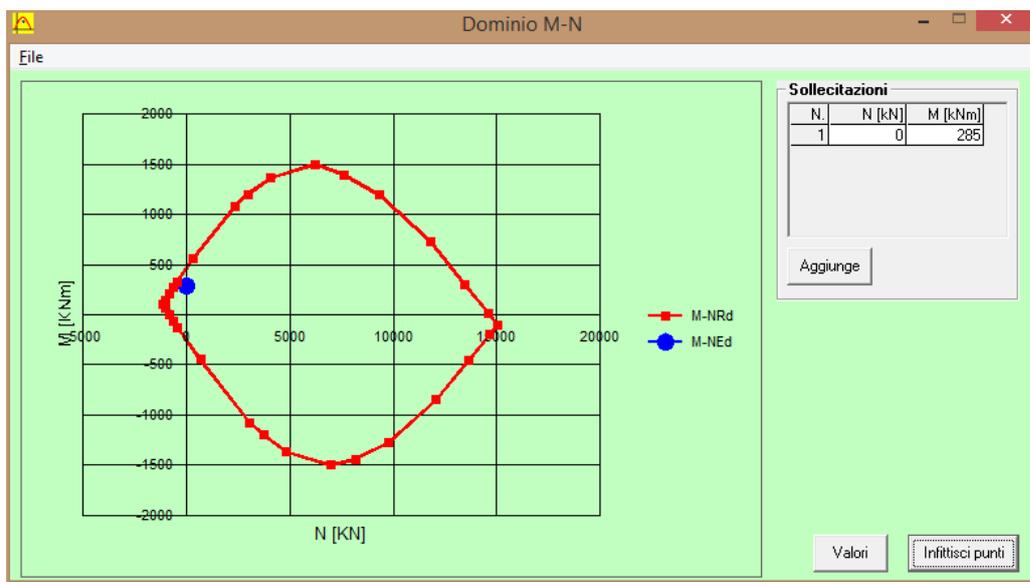
ε_c 3.5 ‰

ε_s 34.9 ‰

d 63 cm

x 5.742 x/d 0.09114

δ 0.7





9.2.1.2. Taglio

VERIFICA A TAGLIO DI SEZIONI IN C.A. - secondo DM2008 punto 4.1.2.1.3					
GEOMETRIA SEZIONE					
base b_w	1000	[mm]	d utile	620	[mm]
altezza	700	[mm]	area	700000	[mm ²]
copriferro	80	[mm]			
MATERIALI					
			calcestruzzo		
			R_{ck}	45	[N/mm ²]
acciaio	B450C		f_{ck}	35	[N/mm ²]
f_{yk}	450	[N/mm ²]	γ_c	1.5	
γ_s	1.15		alfa cc	0.85	
f_{yd}	391	[N/mm ²]	f_{cd}	19.8	[N/mm ²]
			f'_{cd}	9.9	[N/mm ²]
SOLLECITAZIONE					
	Vsd		450		[kN]
<i>elementi senza armature trasversali resistenti a taglio</i> [punto 4.1.2.1.3.1]					
<i>(per solai piastre e membrature --> si calcola la resistenza a trazione del cls)</i>					
k	1.57				
v_{min}	0.407				
Asl	1005	[mm ²]	area armatura longitudinale tesa		
ρ_1	0.002	<	0.020		
σ_{cp}	0.000	<	3.967		[MPa]
N_{Sd}	0	[kN]	sforzo di compressione		
V_{Rd}	208.06	[kN]	$V_{Rd,min} =$	252.06	[kN]
V_{Rd}	252.06	[kN]			
$V_{rd} < V_{sd}$ necessario mettere armatura trasversale a taglio					
<i>elementi con armature trasversali resistenti a taglio</i> [punto 4.1.2.1.3.2]					
ARMATURE					
alfa c	1.00				
diam.staffe	10	[mm]			
s	200	[mm]	passo staffe		
n° braccia	5				
Asw	393	[mm ²]	armatura trasversale		
alfa	45	[°]	inclinazione staffe-asse trave		
cot (alfa)	1.00				
sen (alfa)	0.71				
θ	45.0	[°]	inclinazione puntoni cls tra 21.8° e 45°		
cot (θ)	1.00		compreso tra 1,0 e 2,5		
resistenza offerta dall'armatura a taglio					606 [kN]
TAGLIO RESISTENTE					
<i>resistenza di calcolo a taglio trazione</i>					<i>formula 4.1.18</i>
V_{Rds}	606	[kN]			
<i>resistenza di calcolo a taglio compressione</i>					<i>formula 4.1.19</i>
V_{Rcd}	5534	[kN]			
<i>resistenza a taglio (min V_{Rsd} ; V_{Rcd})</i>					<i>formula 4.1.20</i>
V_{Rd}	606	[kN]	sezione verificata a taglio		

Si predispongono quindi ferri inclinati a taglio $\Phi 10/20$ a 5 braccia.



9.2.2. Muri esterni 40cm

9.2.2.1. Presso-tenso flessione

Si verifica la sezione maggiormente sollecitata, in direzione xx:

Verifica C.A. S.L.U. - File: muri_40cm_xx

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

Titolo: _____

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	40	1	15.71	8
			2	15.71	32

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} -87 kN
M_{xEd} 128 kNm
M_{yEd} 0

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

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo: S.L.U.+ S.L.U.- Metodo n

Tipo flessione: Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

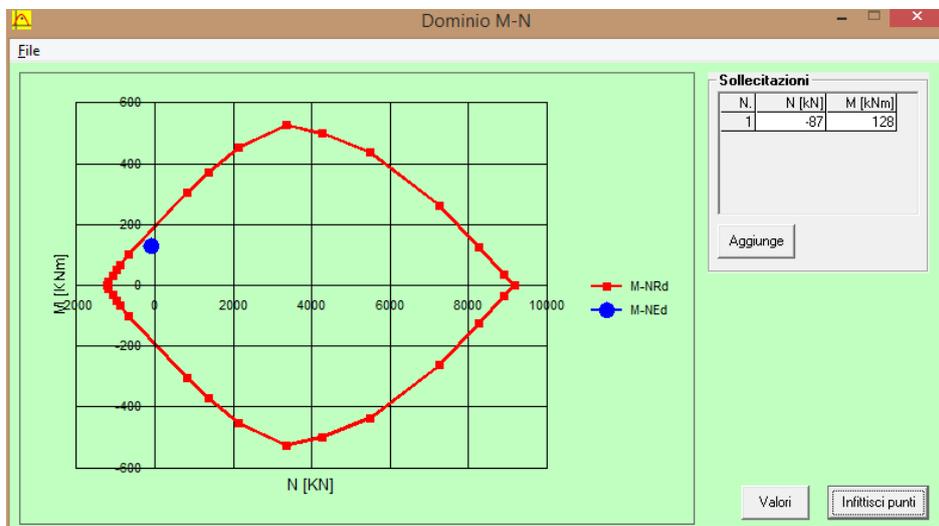
L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali: B450C C35/45

ε_{su} 67.5 % ε_{c2} 2 %
f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 %
E_s 210 000 N/mm² f_{cd} 19.83
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
ε_{syd} 1.863 % σ_{c,adm} 13.5
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.8
τ_{c1} 2.257

M_{xRd} 189.5 kNm
σ_c -19.83 N/mm²
σ_s 391.3 N/mm²
ε_c 3.5 %
ε_s 15.55 %
d 32 cm
x 5.879 x/d 0.1837
δ 0.7



e in direzione yy:



Verifica C.A. S.L.U. - File: muri_40cm_yy

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

Titolo: _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	40

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10.05	7
2	10.05	33

Tipologia sezione:
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Diagramma della sezione:

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N _{Ed}	0	0	kN
M _{xEd}	88	0	kNm
M _{yEd}	0	0	

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

Tipologia rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo:
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipologia flessione:
 Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ cm Col. modello

Precompresso

Materiali: B450C C35/45

ε _{su}	67.5	‰	ε _{c2}	2	‰
f _{yd}	391.3	N/mm²	ε _{cu}	3.5	‰
E _s	210 000	N/mm²	f _{cd}	19.83	
E _s /E _c	15		f _{cc} /f _{cd}	0.8	?
ε _{syd}	1.863	‰	σ _{c,adm}	13.5	
σ _{s,adm}	255	N/mm²	τ _{co}	0.8	
			τ _{c1}	2.257	

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²

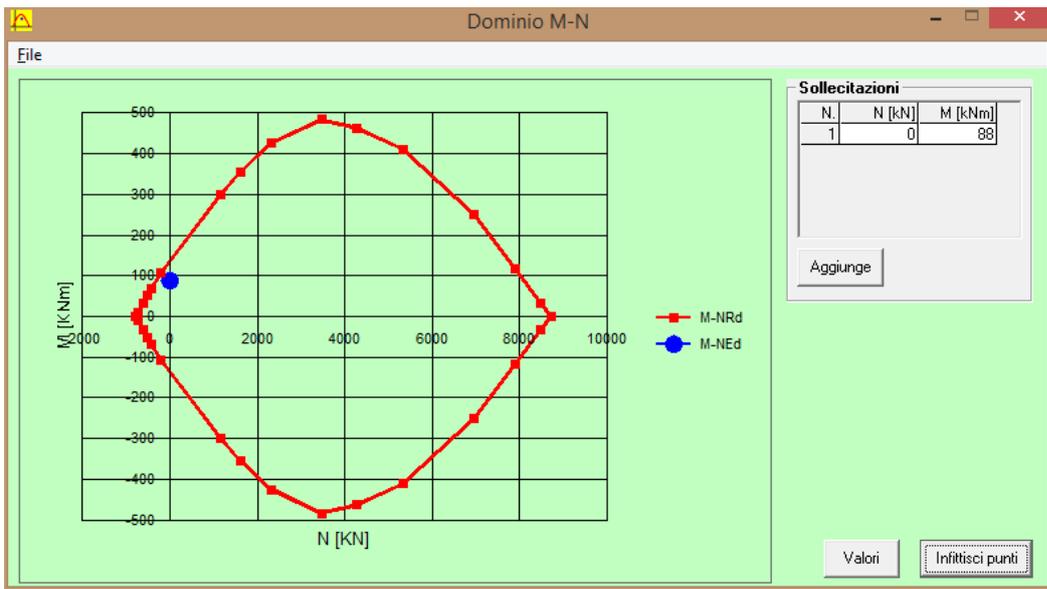
σ_s N/mm²

ε_c ‰

ε_s ‰

d cm

x x/d δ





9.2.2.2. Taglio

VERIFICA A TAGLIO DI SEZIONI IN C.A. - secondo DM2008 punto 4.1.2.1.3					
GEOMETRIA SEZIONE					
base b_w	1000	[mm]	d utile	320	[mm]
altezza	400	[mm]	area	400000	[mm ²]
copriferro	80	[mm]			
MATERIALI					
			calcestruzzo		
			R_{ck}	45	[N/mm ²]
acciaio	B450C		f_{ck}	35	[N/mm ²]
f_{yk}	450	[N/mm ²]	γ_c	1.5	
γ_s	1.15		alfa cc	0.85	
f_{yd}	391	[N/mm ²]	f_{cd}	19.8	[N/mm ²]
			f'_{cd}	9.9	[N/mm ²]
SOLLECITAZIONE		Vsd	134	[kN]	
<i>elementi senza armature trasversali resistenti a taglio</i>					[punto 4.1.2.1.3.1]
<i>(per solai piastre e membrature --> si calcola la resistenza a trazione del cls)</i>					
k	1.79				
V_{min}	0.496				
Asl	1005	[mm ²]	area armatura longitudinale tesa		
ρ_1	0.003	<	0.020		
σ_{cp}	0.000	<	3.967	[MPa]	
N_{Sd}	0	[kN]	sforzo di compressione		
V_{Rd}	152.88	[kN]	$V_{Rd,min} =$	158.76	[kN]
V_{Rd}	158.76	[kN]			
$V_{rd} > V_{sd}$	sezione verificata senza armature trasversali a taglio				



9.2.3. Muri esterni 35cm

9.2.3.1. Presso-tenso flessione

Verifica C.A. S.L.U. - File: muri_35cm_xx

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

TITOLO: _____

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	35

N°	As [cm²]	d [cm]
1	15.71	8
2	15.71	27

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 133 kNm
M_{yEd} 0 kNm

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

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo: S.L.U.+ S.L.U.- Metodo n

Tipo flessione: Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

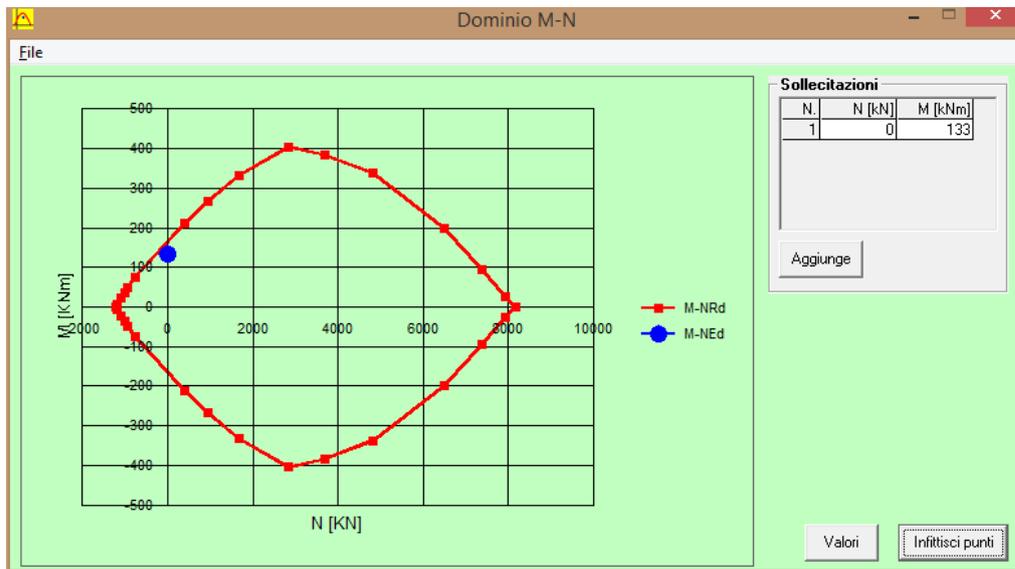
L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali: B450C C35/45

ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
E_s 210 000 N/mm² f_{cd} 19.93 ‰
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
ε_{syd} 1.863 ‰ σ_{c,adm} 13.5 ‰
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.8
τ_{c1} 2.257

M_{xRd} 170.2 kNm
σ_c -19.83 N/mm²
σ_s 391.3 N/mm²
ε_c 3.5 ‰
ε_s 12.03 ‰
d 27 cm
x 6.087 x/d 0.2254
δ 0.7218





Verifica C.A. S.L.U. - File: muri_35cm_yy

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

TITOLO : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	35

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10.05	7
2	10.05	28

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
M_{xEd} kNm
M_{yEd} kNm

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

B450C		C35/45	
ε _{su}	67.5 ‰	ε _{c2}	2 ‰
f _{yd}	391.3 N/mm²	ε _{cu}	3.5 ‰
E _s	210 000 N/mm²	f _{cd}	19.83
E _s /E _c	15	f _{cc} /f _{cd}	0.8
ε _{syd}	1.863 ‰	σ _{c,adm}	13.5
σ _{s,adm}	255 N/mm²	τ _{co}	0.8
		τ _{c1}	2.257

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²
σ_s N/mm²
ε_c ‰
ε_s ‰
d cm
x x/d
δ

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

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

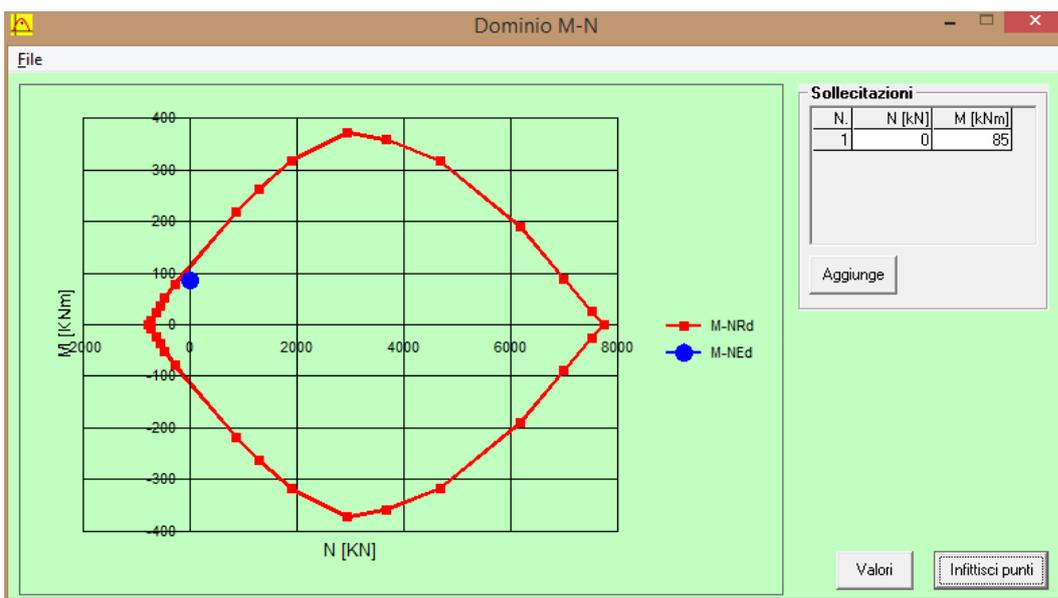
Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ cm Col. modello

Precompresso





9.2.3.2. Taglio

VERIFICA A TAGLIO DI SEZIONI IN C.A. - secondo DM2008 punto 4.1.2.1.3					
GEOMETRIA SEZIONE					
base b_w	1000	[mm]	d utile	270	[mm]
altezza	350	[mm]	area	350000	[mm ²]
copriferro	80	[mm]			
MATERIALI					
			<i>calcestruzzo</i>		
			R_{ck}	45	[N/mm ²]
acciaio	B450C		f_{ck}	35	[N/mm ²]
f_{yk}	450	[N/mm ²]	γ_c	1.5	
γ_s	1.15		alfa cc	0.85	
f_{yd}	391	[N/mm ²]	f_{cd}	19.8	[N/mm ²]
			f'_{cd}	9.9	[N/mm ²]
SOLLECITAZIONE		Vsd		162	[kN]
<i>elementi senza armature trasversali resistenti a taglio</i>					[punto 4.1.2.1.3.1]
<i>(per solai piastre e membrature --> si calcola la resistenza a trazione del cls)</i>					
k	1.86				
V_{min}	0.526				
Asl	1571	[mm ²]	area armatura longitudinale tesa		
ρ_1	0.006	<	0.020		
σ_{cp}	0.000	<	3.967	[MPa]	
N_{Sd}	0	[kN]	sforzo di compressione		
V_{Rd}	164.63	[kN]	$V_{Rd,min} =$	141.90	[kN]
V_{Rd}	164.63	[kN]			
$V_{rd} > V_{sd}$	sezione verificata senza armature trasversali a taglio				



9.2.4. Muri interni 20cm

9.2.4.1. Presso-tenso flessione

Verifica C.A. S.L.U. - File: muri_20cm_xx

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

Titolo: _____

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	20	1	7.70	8
			2	7.70	12

Tipologia sezione: Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Diagramma di sezione:

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 kN
M_{xEd}: 50 kNm
M_{yEd}: 0 kNm

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

Tipologia rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo: S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipologia flessione: Retta Devia

N° rett.: 100

Calcola MRd Dominio M-N

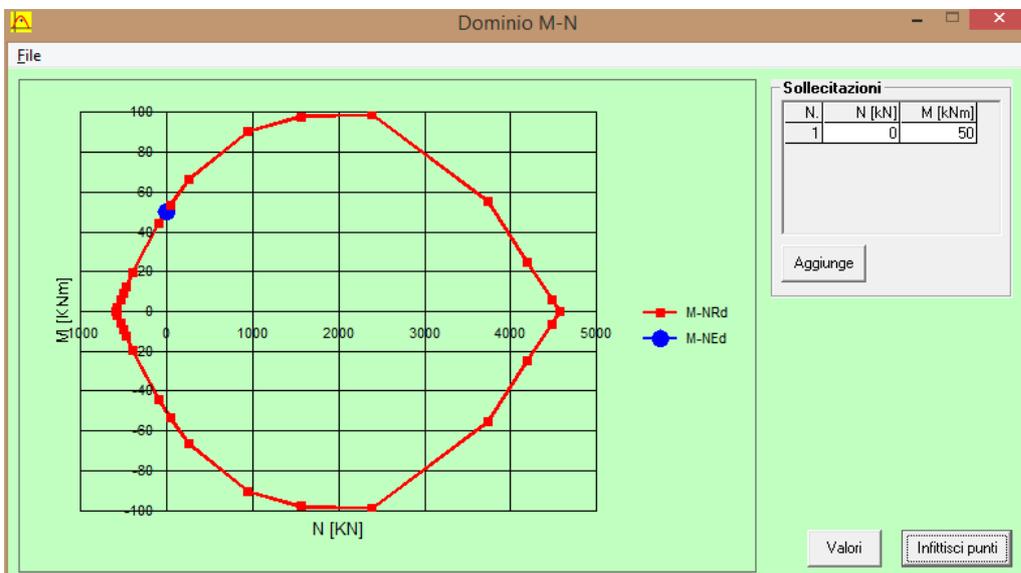
L₀: 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali: B450C C35/45

ε_{su}: 67.5 ‰ ε_{c2}: 2 ‰
f_{yd}: 391.3 N/mm² ε_{cu}: 3.5 ‰
E_s: 210 000 N/mm² f_{cd}: 19.83
E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0.8
ε_{syd}: 1.863 ‰ σ_{c,adm}: 13.5
σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0.8
τ_{c1}: 2.257

M_{xRd}: 50.85 kNm
σ_c: -19.83 N/mm²
σ_s: 391.3 N/mm²
ε_c: 3.5 ‰
ε_s: 7.694 ‰
d: 12 cm
x: 3.752 x/d: 0.3127
δ: 0.8308





Verifica C.A. S.L.U. - File: muri_20cm_yy

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

Titolo: _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	20

N°	As [cm²]	d [cm]
1	7.70	8
2	7.70	12

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
M_{xEd} kNm
M_{yEd} kNm

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

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo: S.L.U.+ S.L.U.- Metodo n

Tipo flessione: Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N

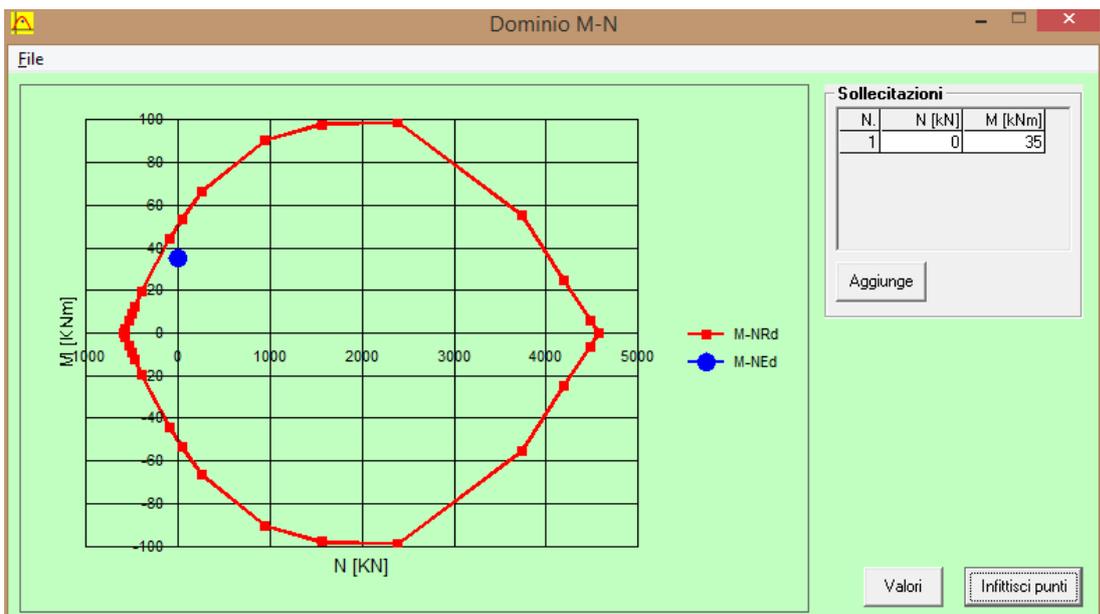
L₀ cm Col. modello

Precompresso

Materiali: B450C C35/45

ε_{su} ‰ ε_{c2} ‰
f_{yd} N/mm² ε_{cu} ‰
E_s N/mm² f_{cd} ‰
E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
ε_{syd} ‰ σ_{c,adm} ‰
σ_{s,adm} N/mm² τ_{co} ‰
τ_{c1} ‰

M_{xRd} kN m
σ_c N/mm²
σ_s N/mm²
ε_c ‰
ε_s ‰
d cm
x x/d
δ





9.2.4.2. Taglio

VERIFICA A TAGLIO DI SEZIONI IN C.A. - secondo DM2008 punto 4.1.2.1.3					
GEOMETRIA SEZIONE					
base b_w	1000	[mm]	d utile	120	[mm]
altezza	200	[mm]	area	200000	[mm ²]
copriferro	80	[mm]			
MATERIALI					
			<i>calcestruzzo</i>		
			R_{ck}	45	[N/mm ²]
<i>acciaio</i>	B450C		f_{ck}	35	[N/mm ²]
f_{yk}	450	[N/mm ²]	γ_c	1.5	
γ_s	1.15		alfa cc	0.85	
f_{yd}	391	[N/mm ²]	f_{cd}	19.8	[N/mm ²]
			f'_{cd}	9.9	[N/mm ²]
SOLLECITAZIONE		Vsd	80	[kN]	
<i>elementi senza armature trasversali resistenti a taglio</i>					[punto 4.1.2.1.3.1]
<i>(per solai piastre e membrature --> si calcola la resistenza a trazione del cls)</i>					
k	2.00				
V_{min}	0.586				
Asl	770	[mm ²]	area armatura longitudinale tesa		
ρ_1	0.006	<	0.020		
σ_{cp}	0.000	<	3.967	[MPa]	
N_{Sd}	0	[kN]	sforzo di compressione		
V_{Rd}	81.26	[kN]	$V_{Rd,min} =$	70.28	[kN]
V_{Rd}	81.26	[kN]			
$V_{rd} > V_{sd}$	sezione verificata senza armature trasversali a taglio				



10. RISULTATI E VERIFICHE STRUTTURALI: CASSONE TIPO B1

10.1. Sollecitazioni agenti

Nel seguito si riportano le mappature di colore (contour) delle sollecitazioni nei vari elementi strutturali che compongono il sistema.

Si anticipano in forma tabellare le sollecitazioni massime rilevate:

elemento	spessore	posizione	M_{xx}	M_{yy}	V_{xx}	V_{yy}	F_{xx}	F_{yy}
	[cm]		[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
PLATEA	70	campata	-217	-192	47	310	136	188
		incastro	254	525	80	1045	---	---
MURI ESTERNI	40	campata	-48	-44	-110	-93	87	---
		incastro	159	95	137	170	87	488
	35	campata	242	-139	199	78	186	---
		incastro	-249	96	500	199	186	---
MURI INTERNI	20	campata	-23	-41	-37	-78	189	---
		incastro	37	59	47	70	189	---



10.1.1. Platea 70cm

10.1.1.1. Sollecitazioni SLU+SISM

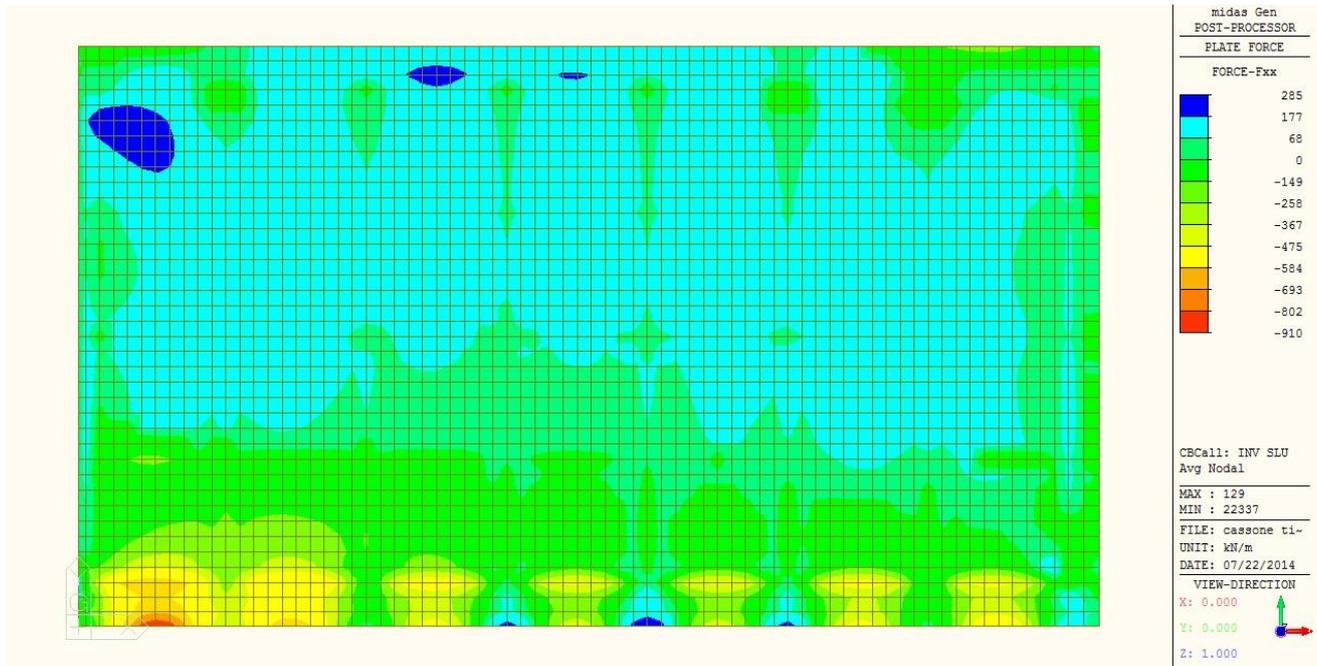


Figure 34 Fxx

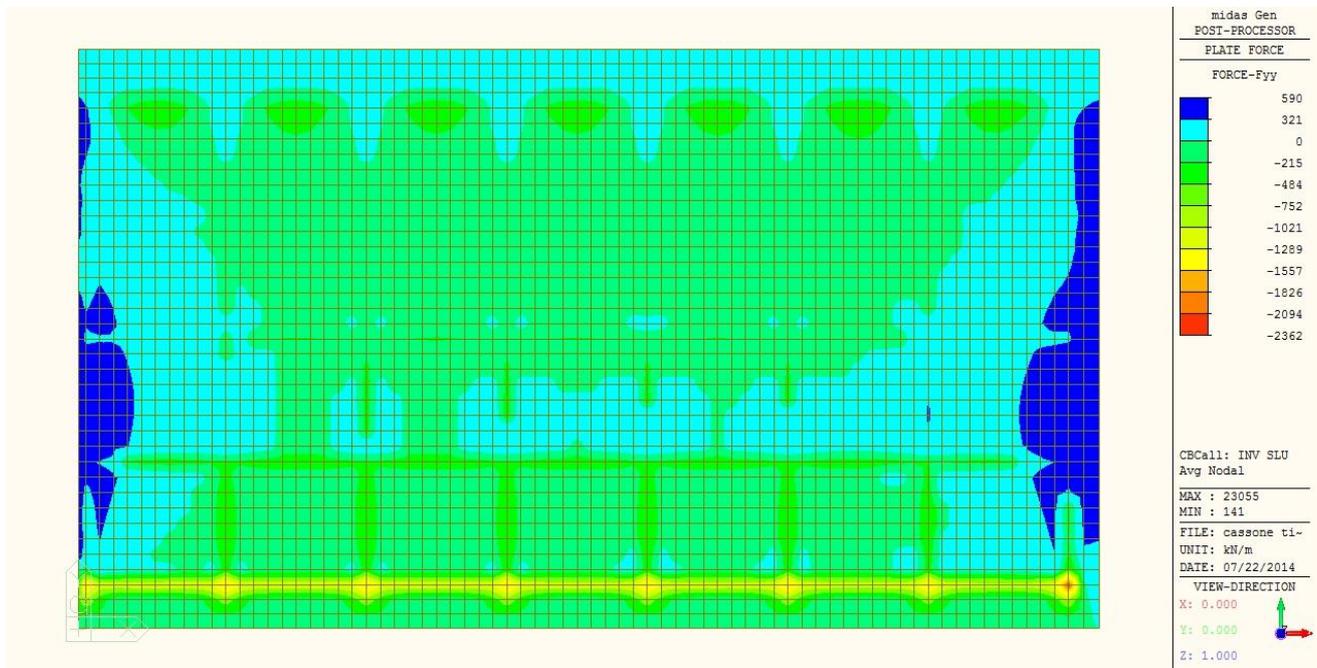


Figure 35 Fyy

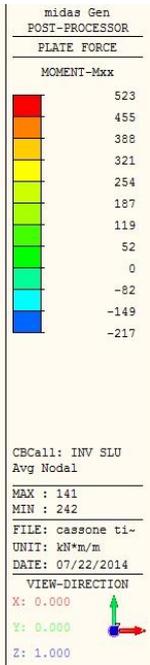
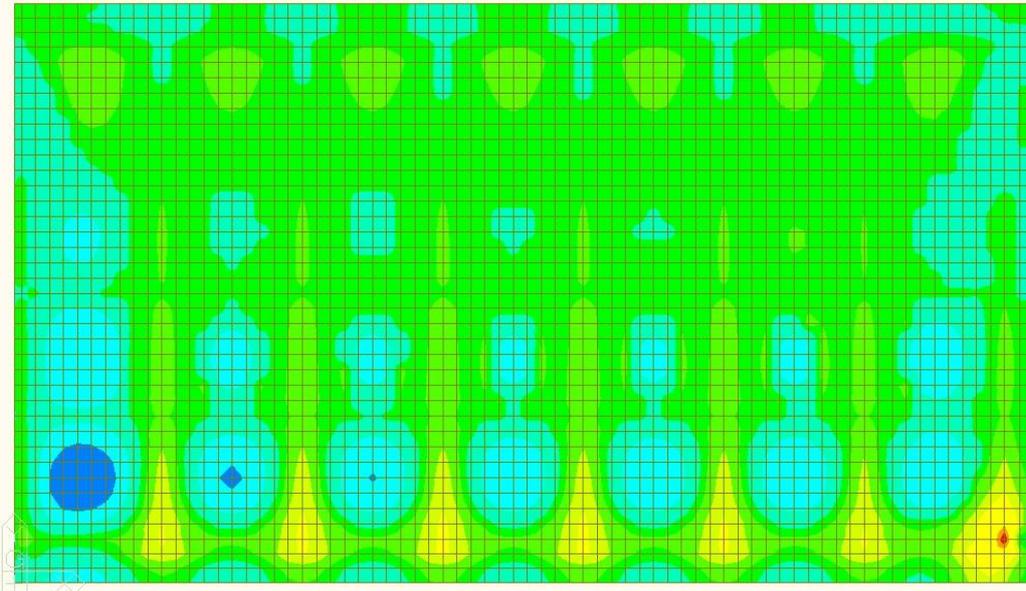


Figure 36 Mxx

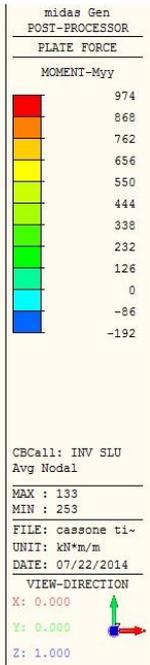
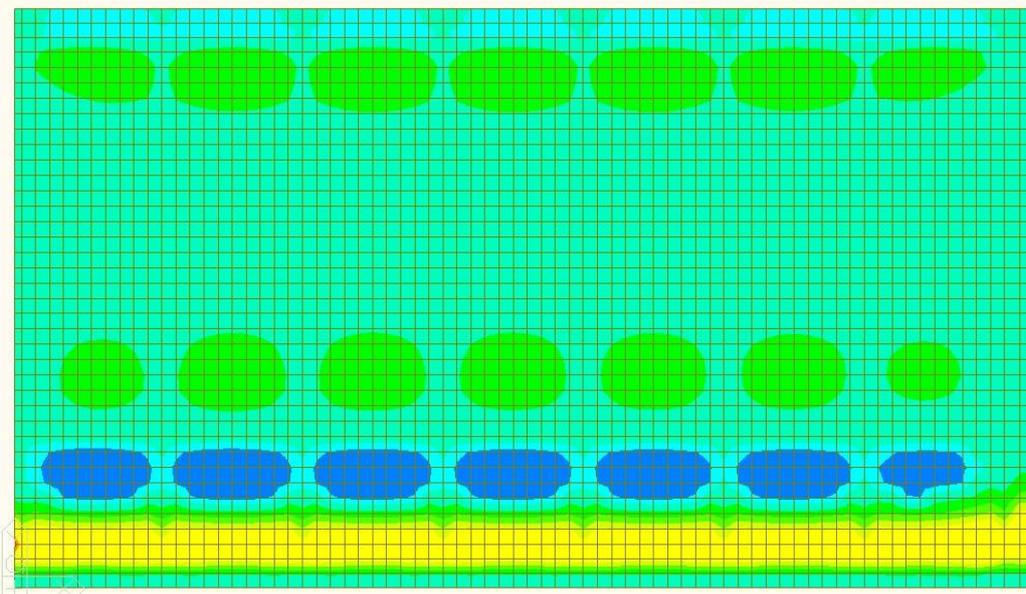


Figure 37 Myy

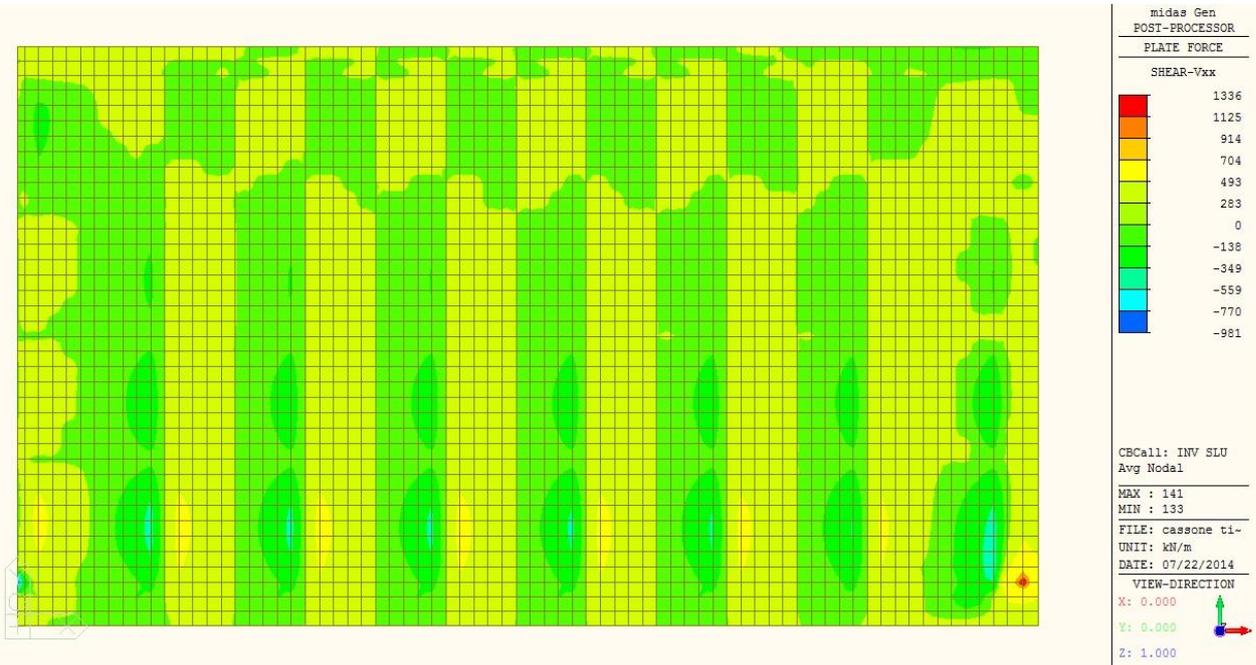


Figure 38 Vxx

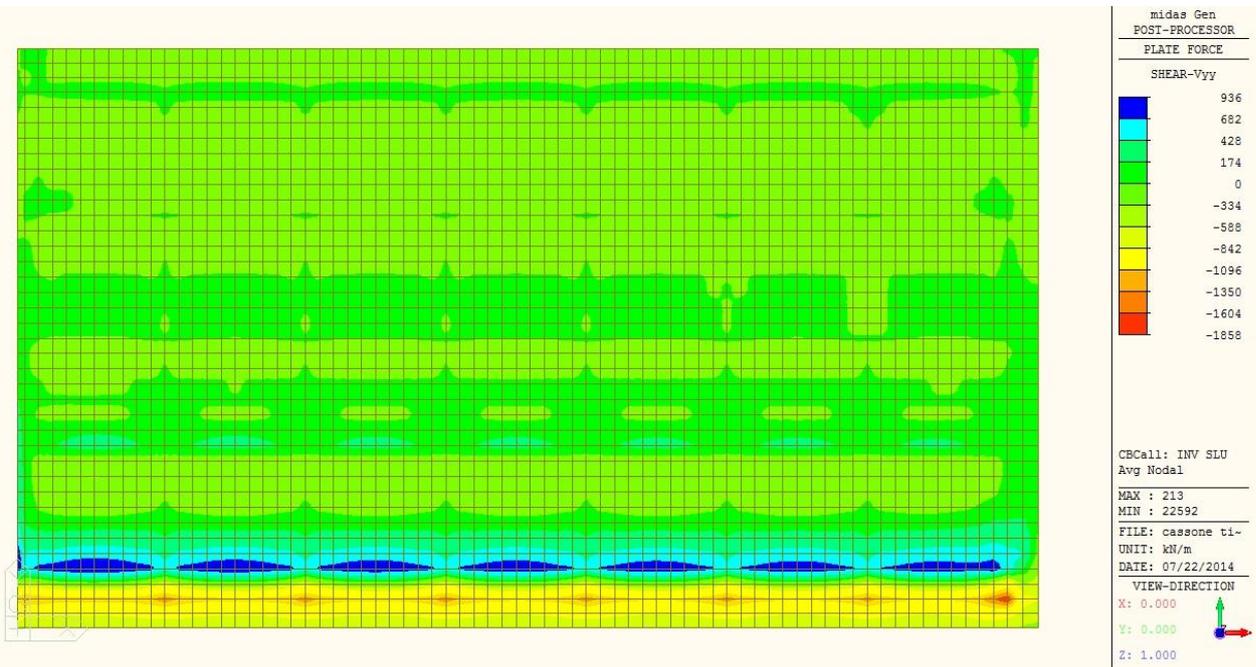


Figure 39 taglio Vyy



10.1.1.2. Sollecitazioni e tensioni SLE

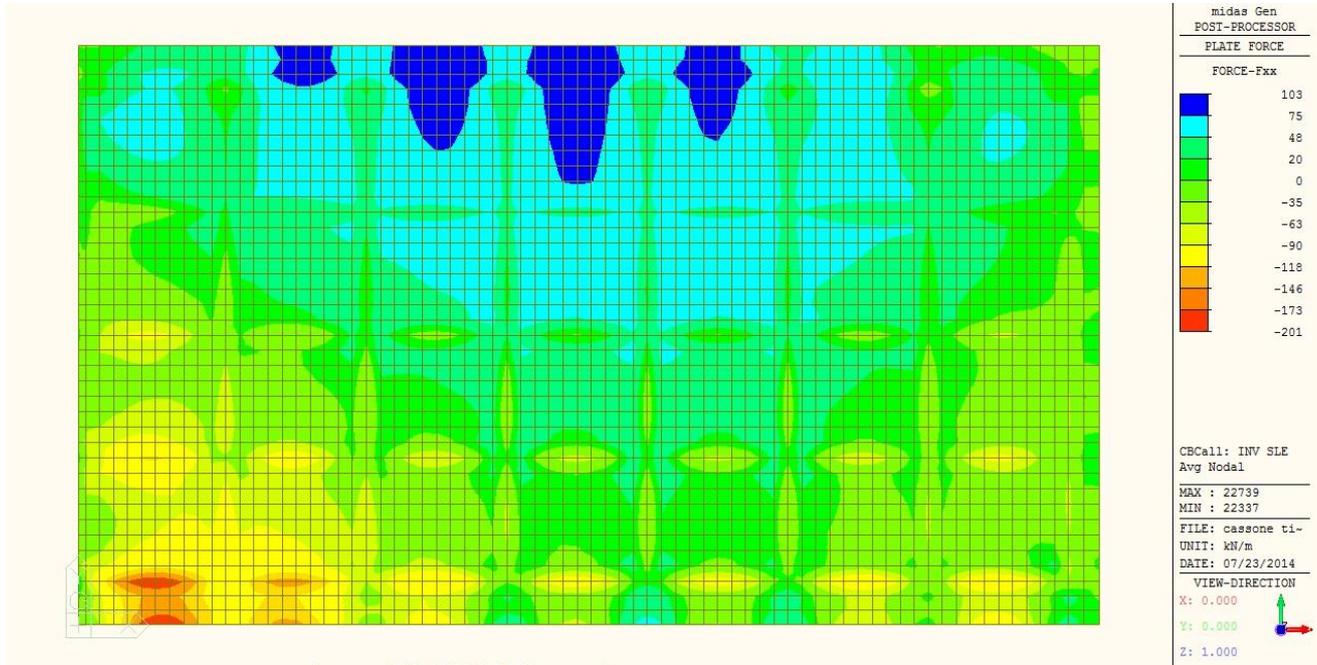


Figure 40 Fxx

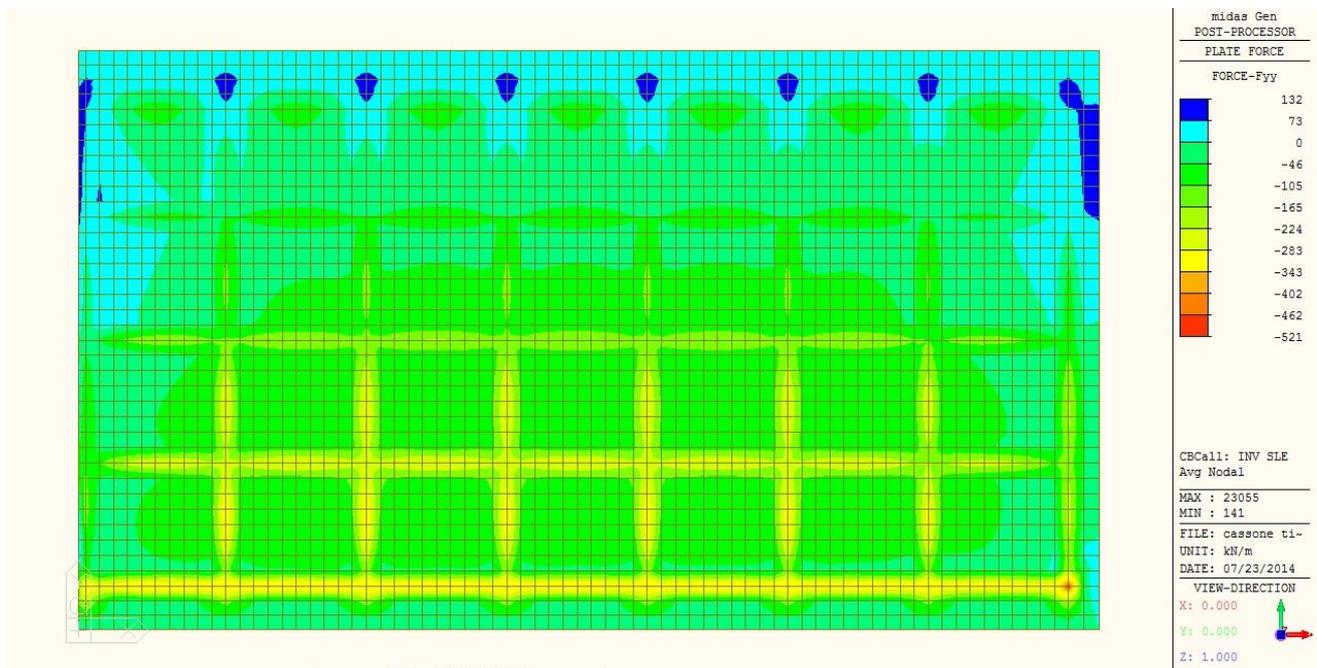


Figure 41 Fyy

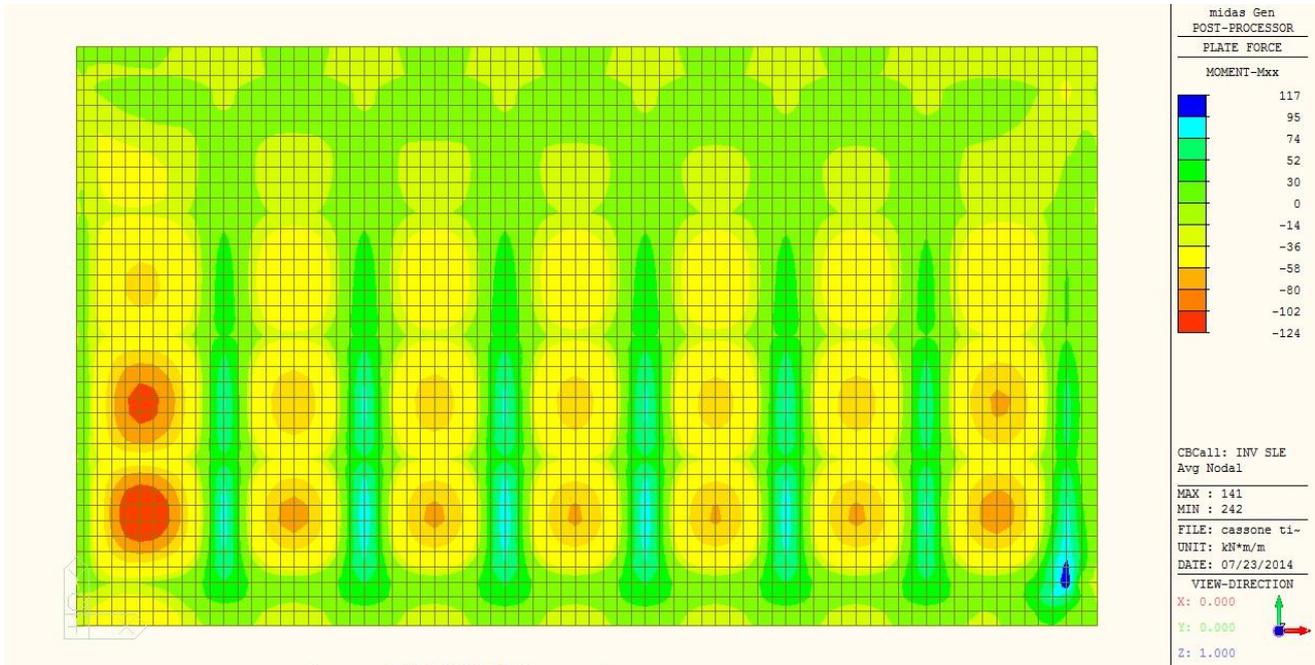


Figure 42 Mxx

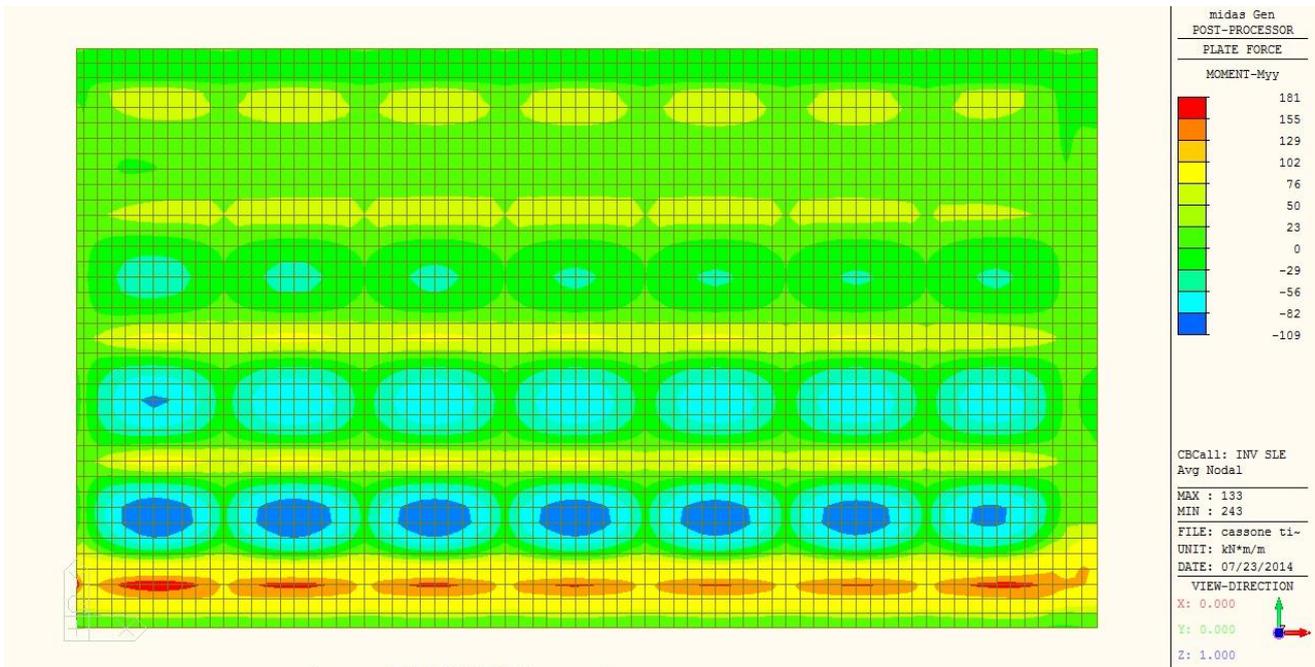


Figure 43 Myy

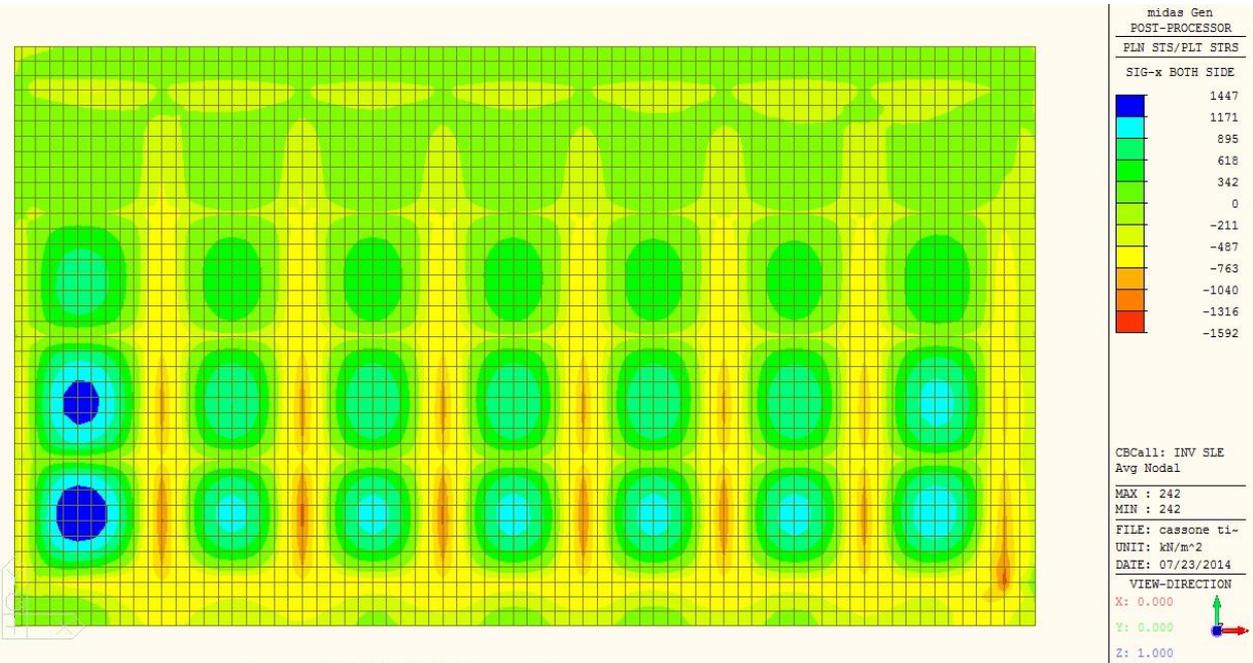


Figura 33 tensioni sigma xx su ambo le facce degli elementi

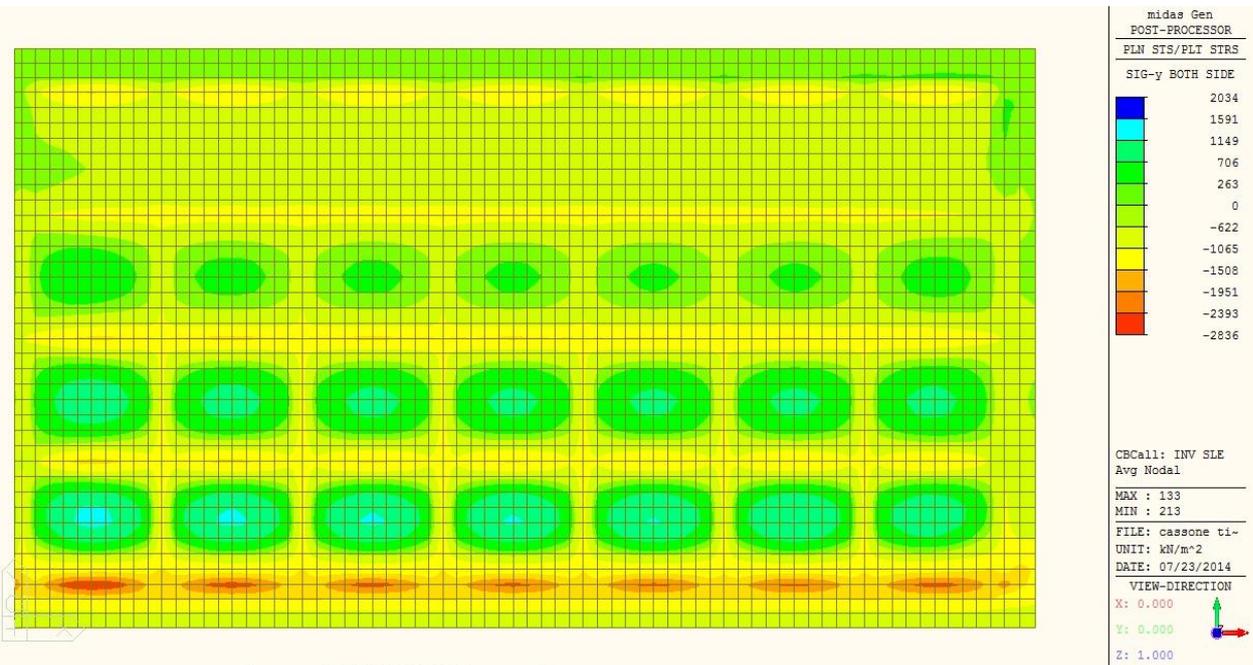


Figura 34 tensioni sigma yy su ambo le facce degli elementi

Come si osserva il limite a trazione di aperture delle fessure (2675 kPa) non viene mai superato, pertanto la verifica tenso-fessurativa è implicitamente soddisfatta.



10.1.2. Muri esterni 40cm

10.1.2.1. Sollecitazioni SLU+SISM

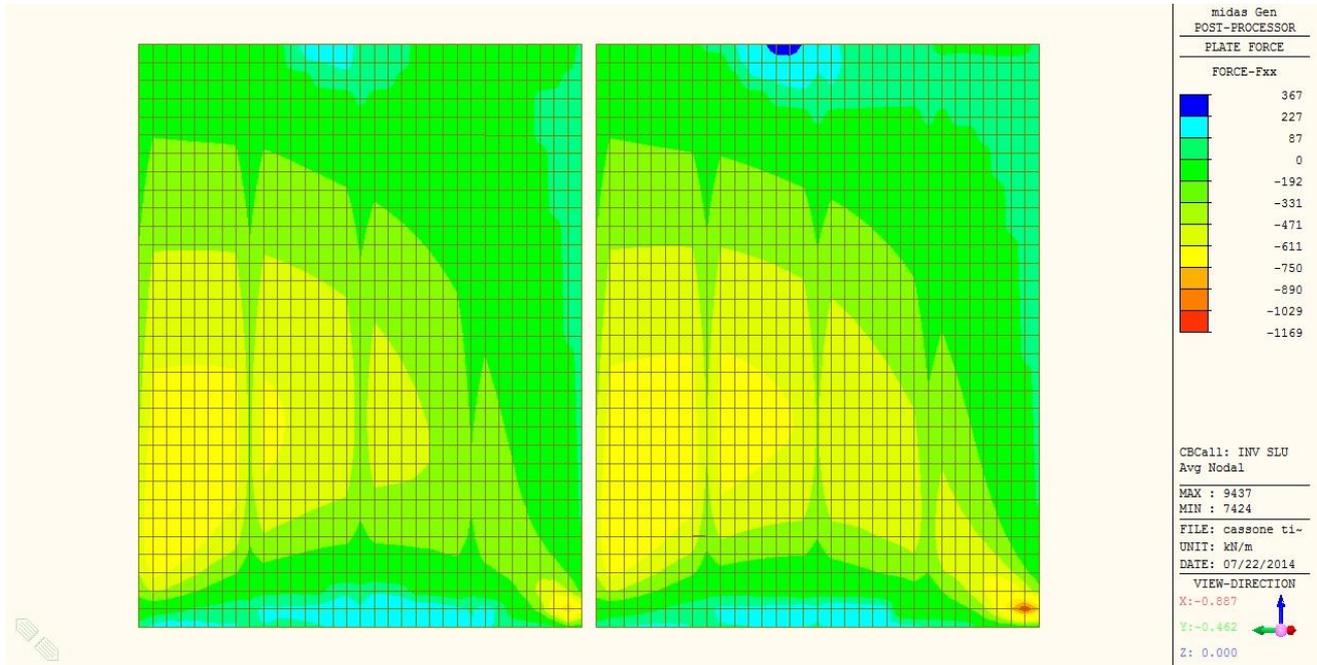


Figure 44 Fxx

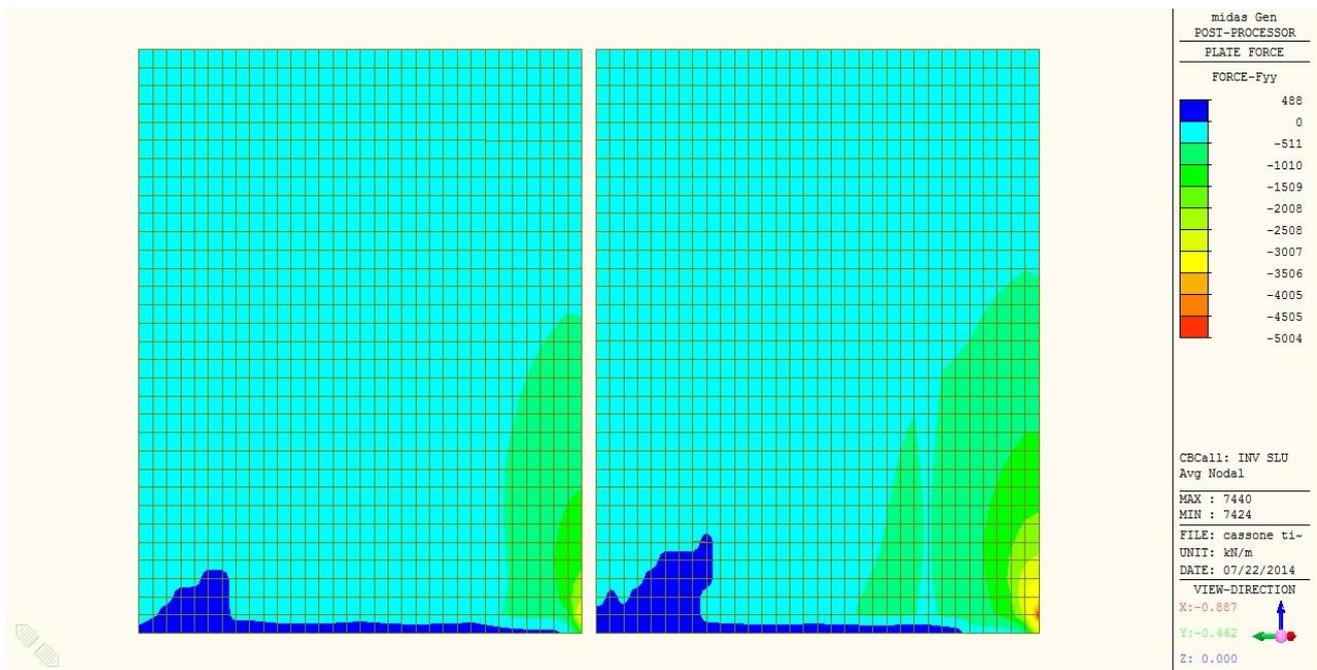


Figure 45 Fyy

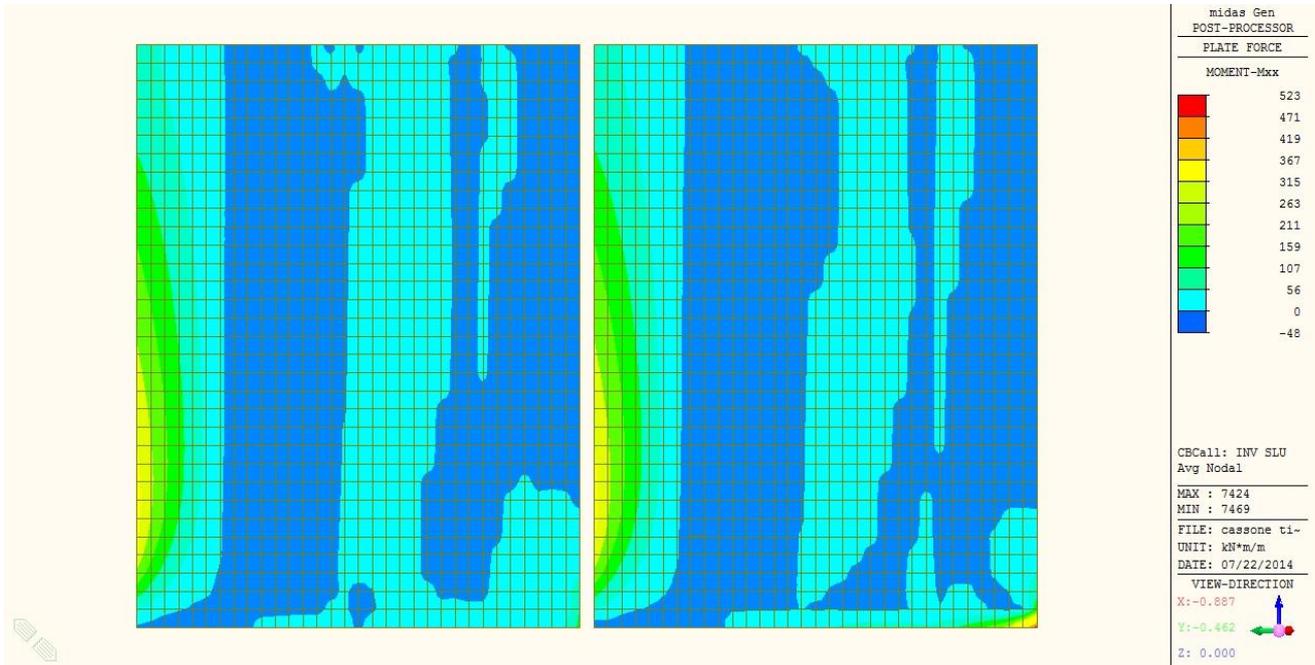


Figure 46 Mxx

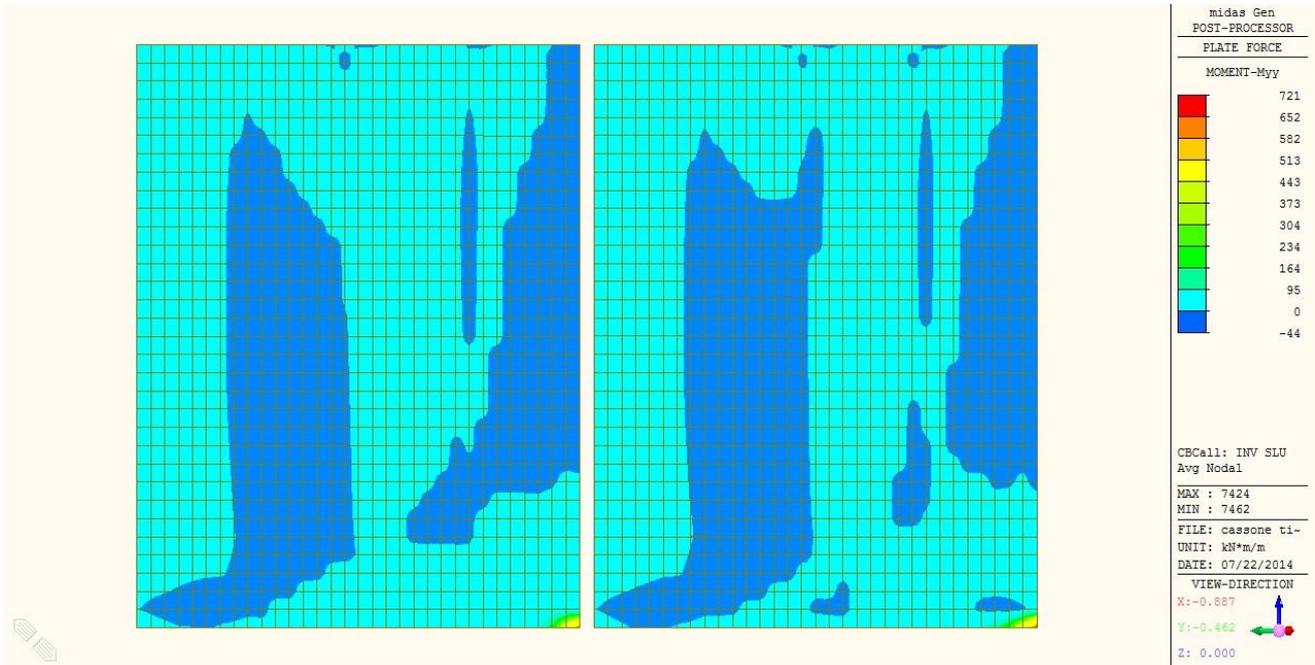


Figure 47 Myy

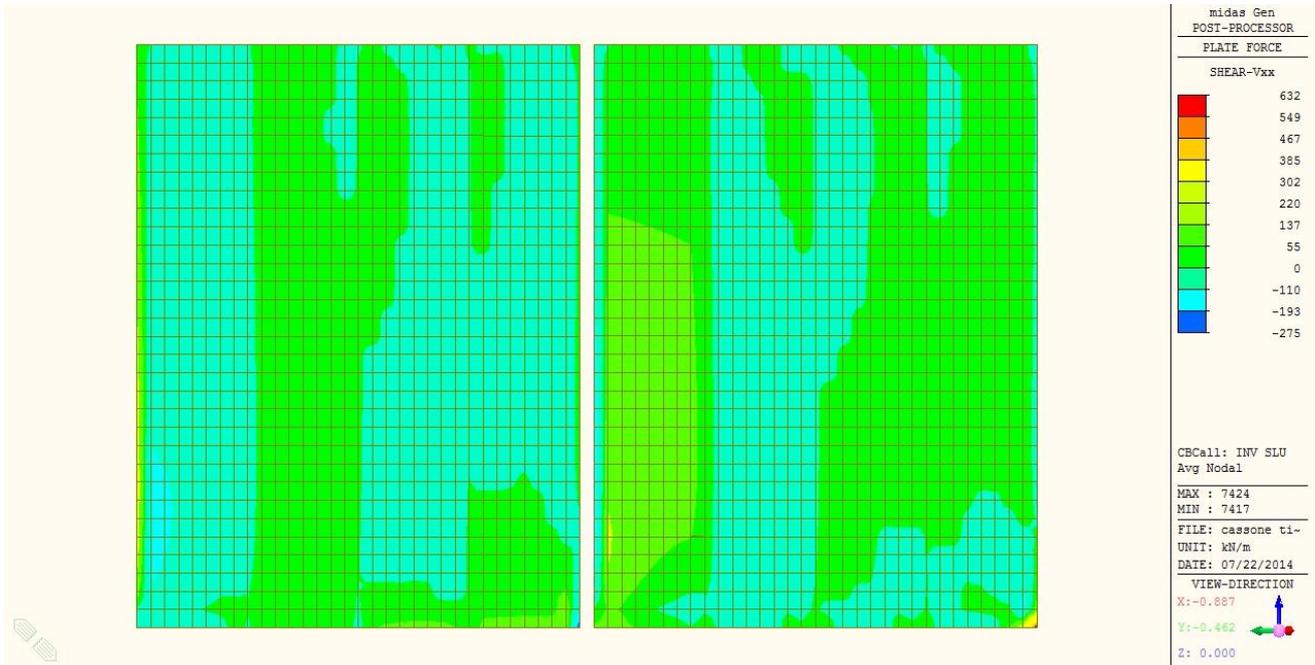


Figure 48 Vxx

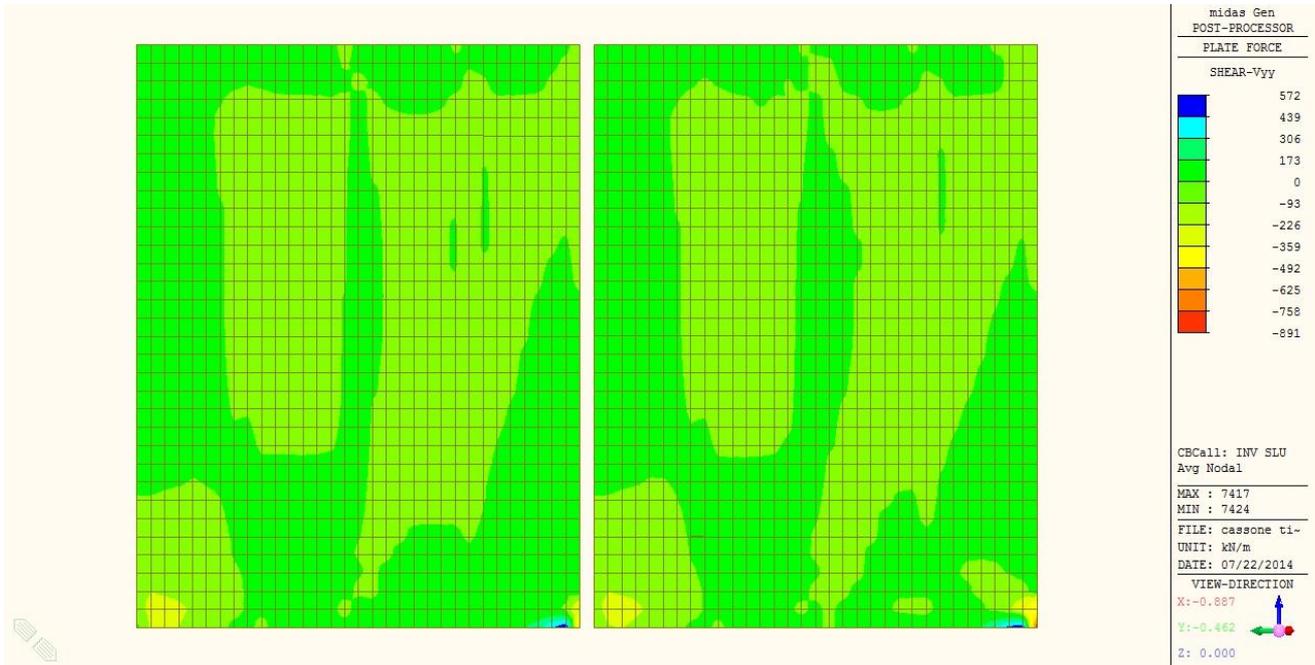


Figure 49 Vyy



10.1.2.2. Sollecitazioni e tensioni SLE

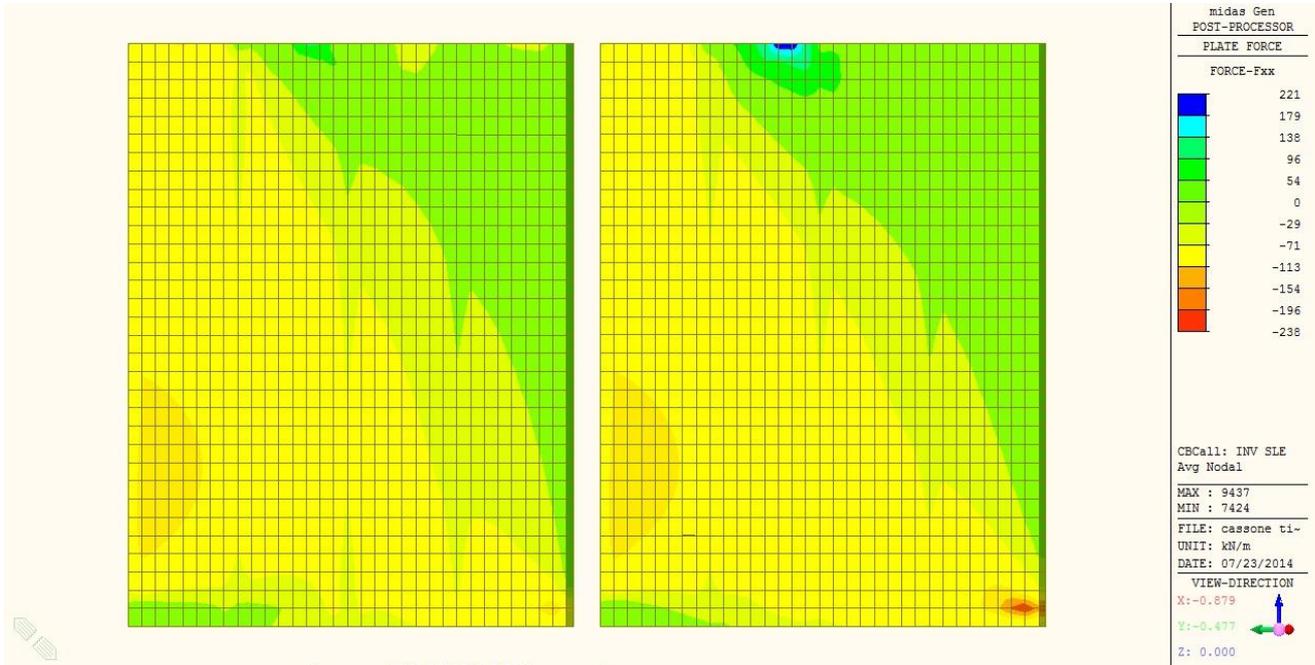


Figure 50 Fxx

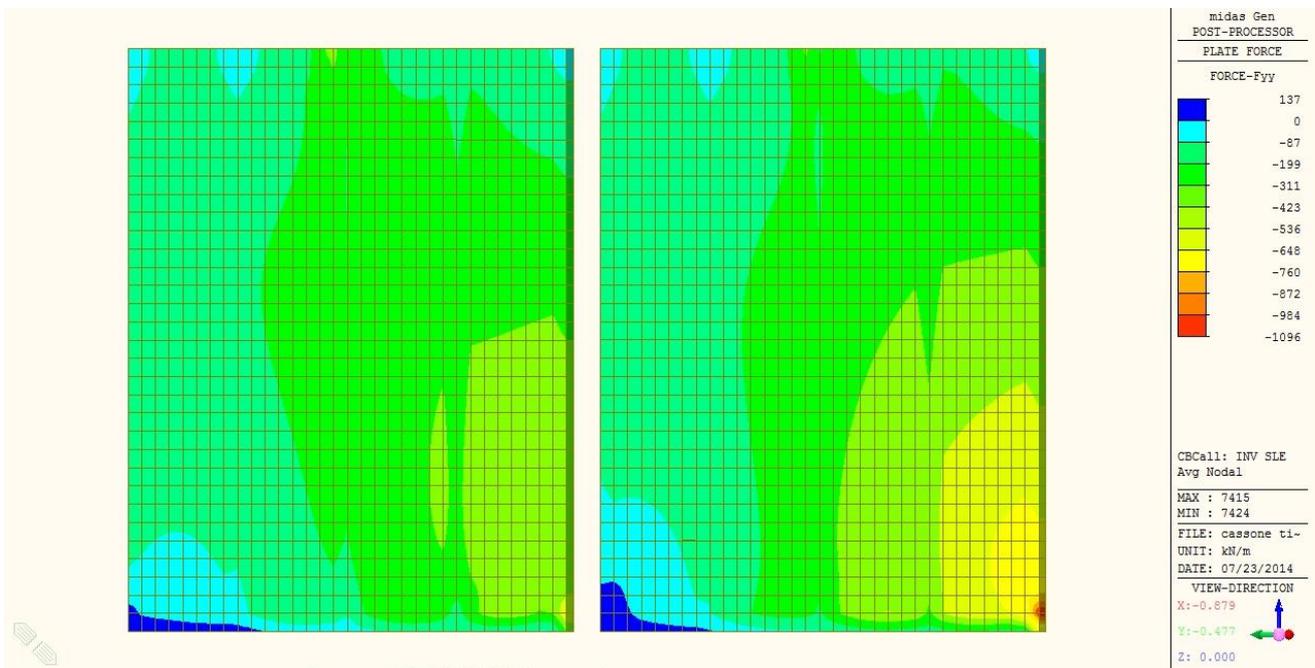


Figure 51 Fyy

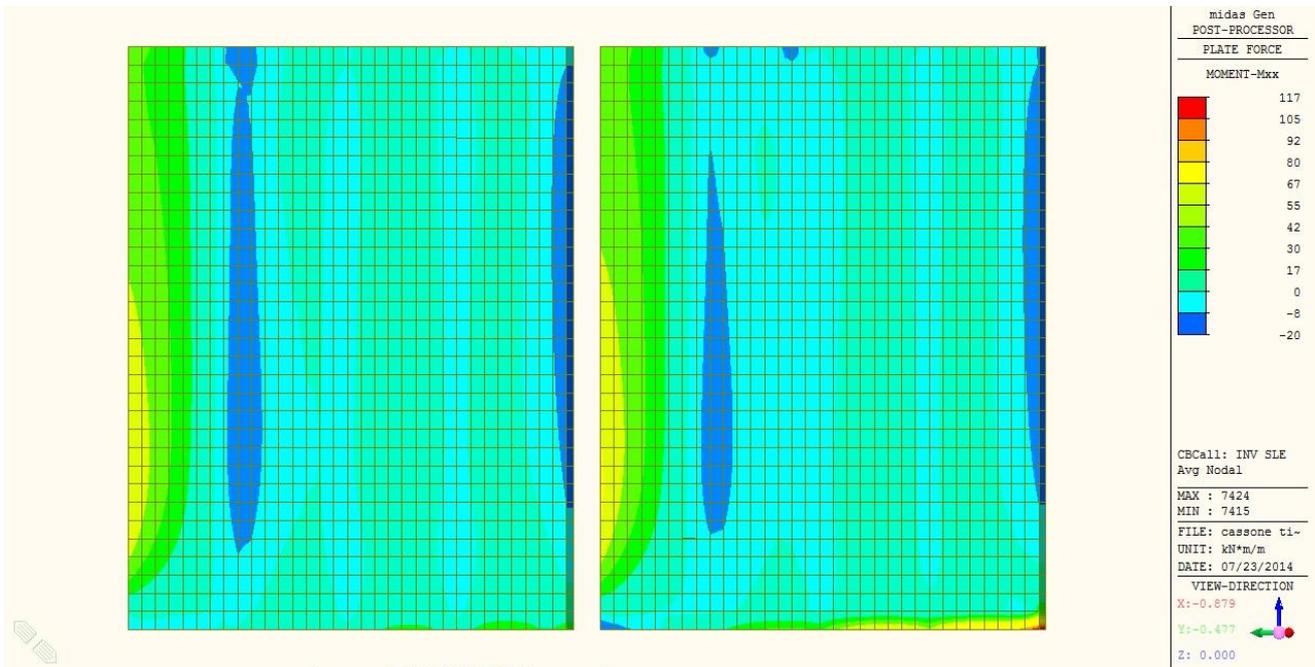


Figure 52 Mxx

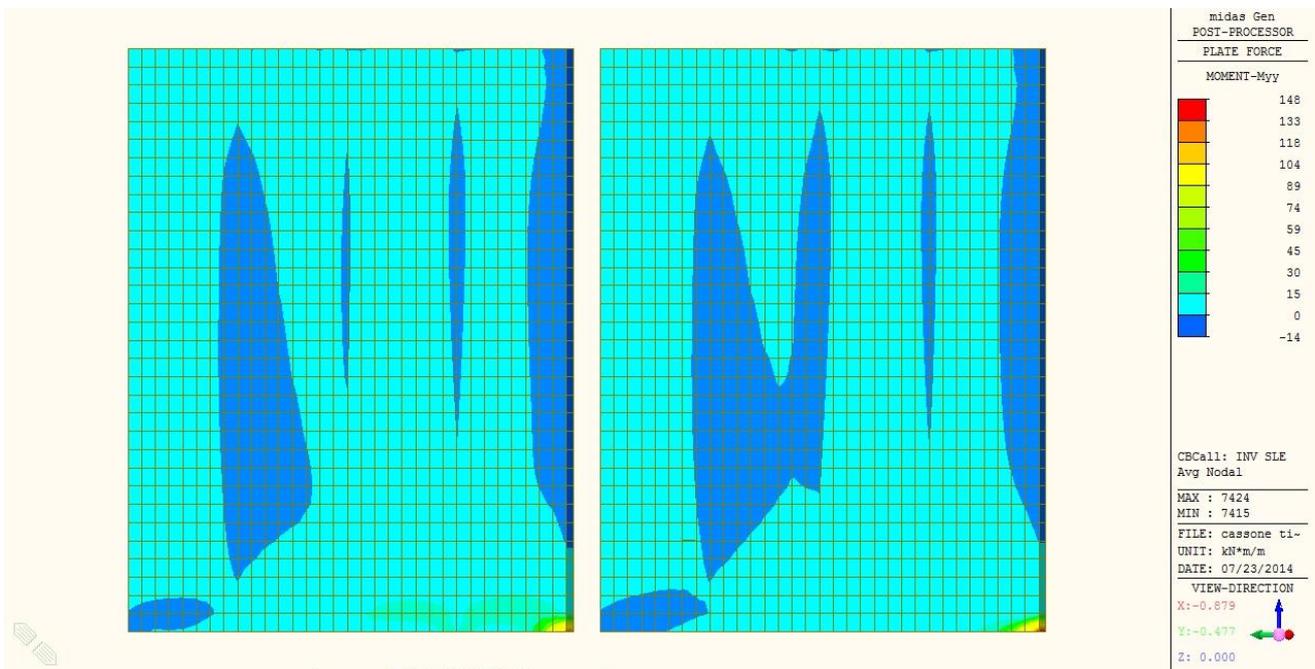


Figure 53 Myy

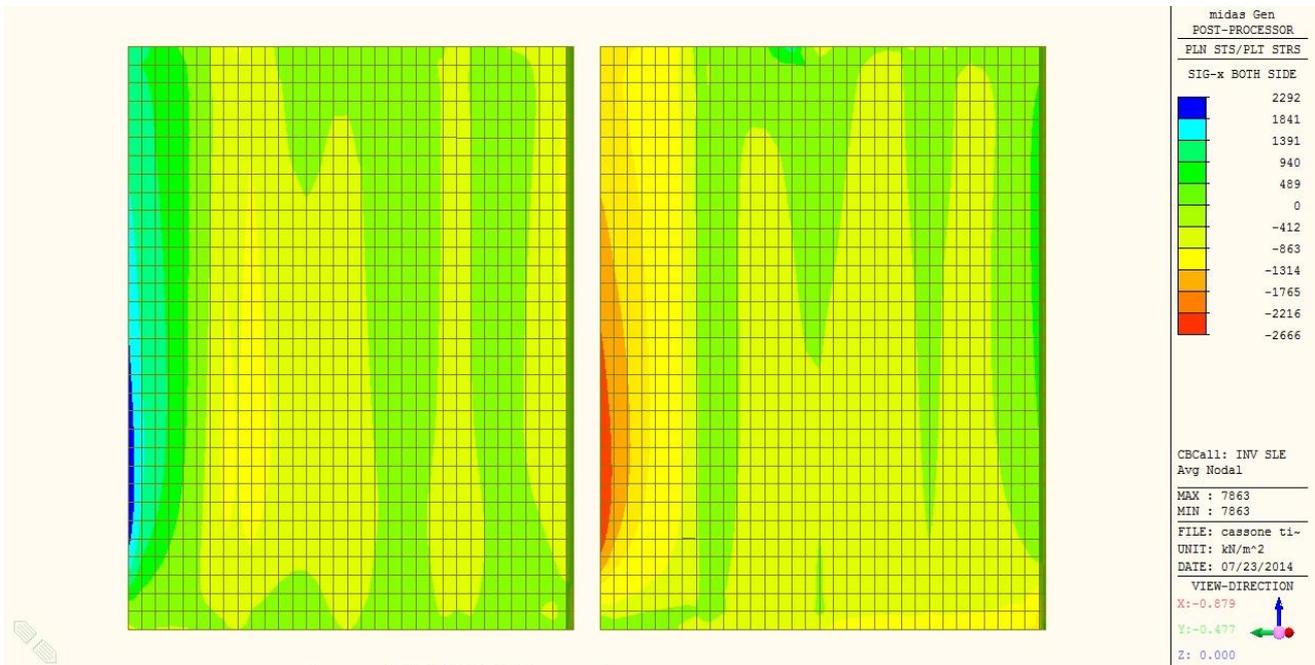


Figura 35 tensioni sigma xx su ambo le facce degli elementi

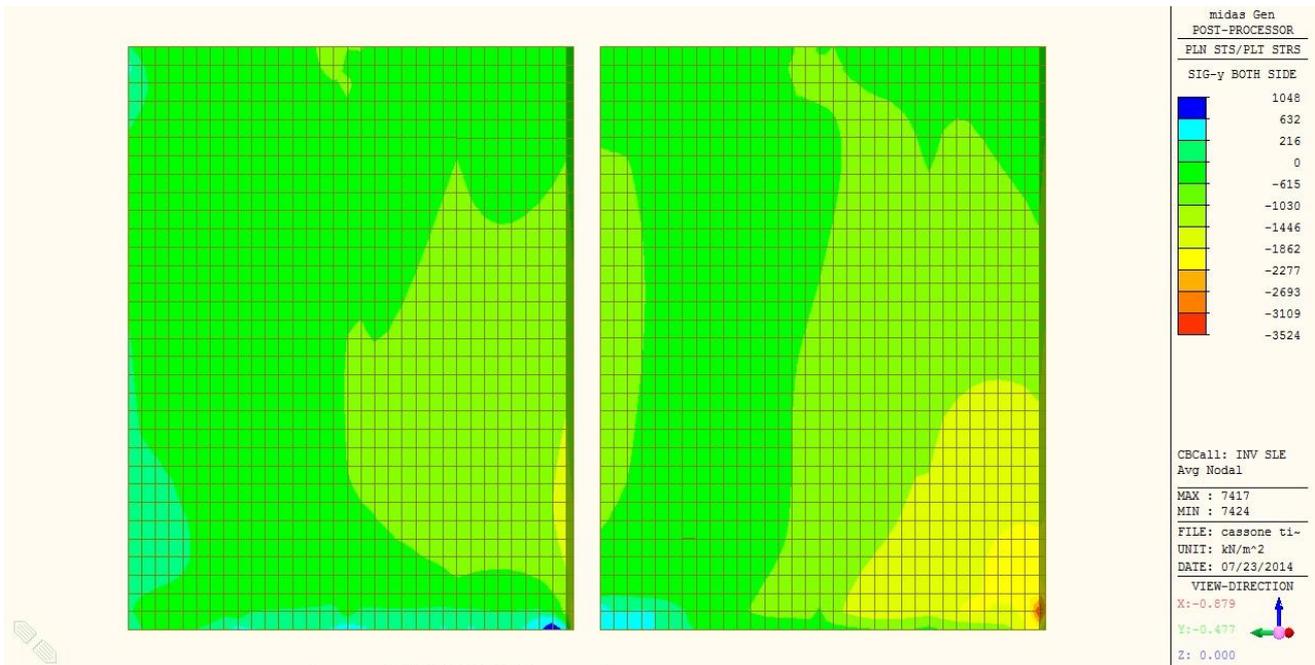


Figura 36 tensioni sigma yy su ambo le facce degli elementi

Come si osserva il limite a trazione di aperture delle fessure (2675 kPa) non viene mai superato, pertanto la verifica tenso-fessurativa è implicitamente soddisfatta.



10.1.3. Muri esterni 35cm

10.1.3.1. Sollecitazioni SLU+SISM

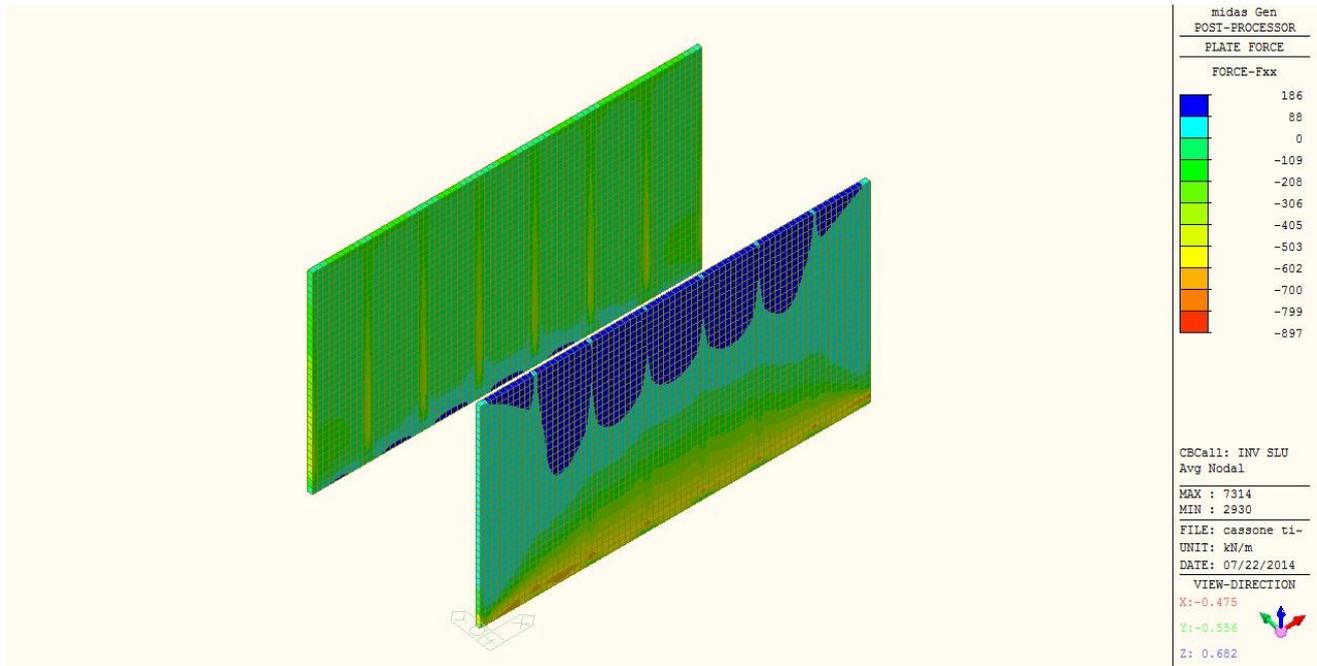


Figure 54 Fxx

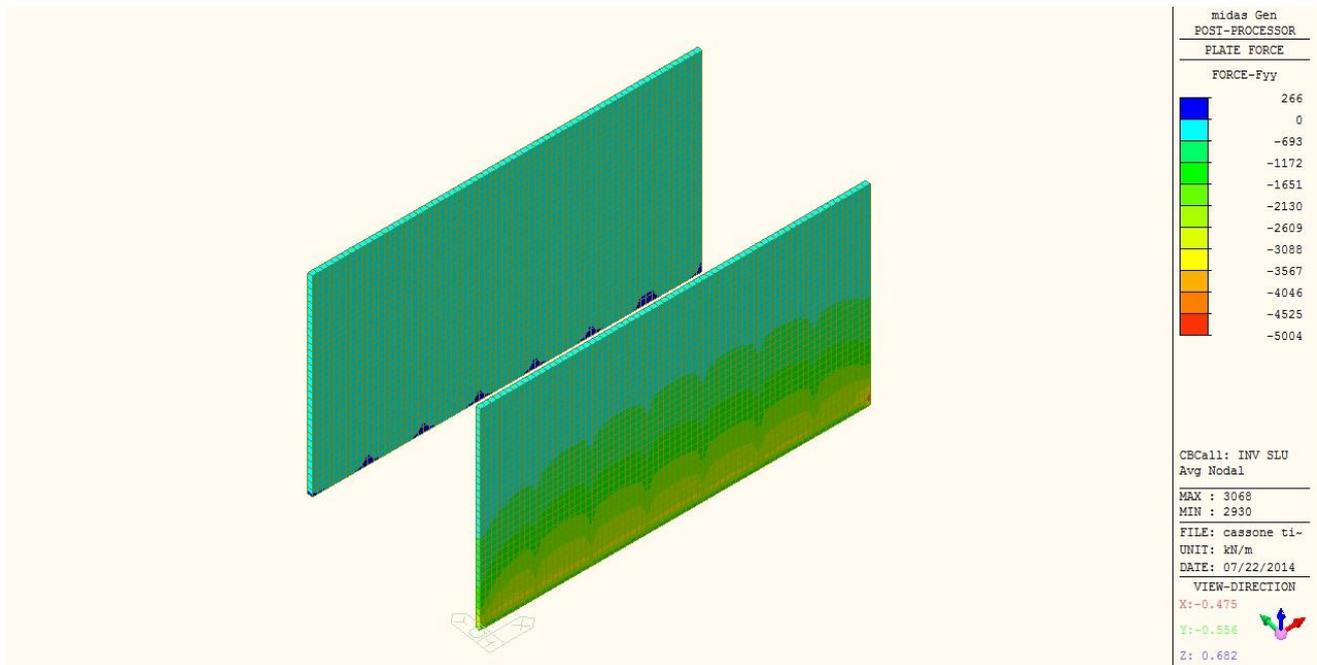


Figure 55 Fyy

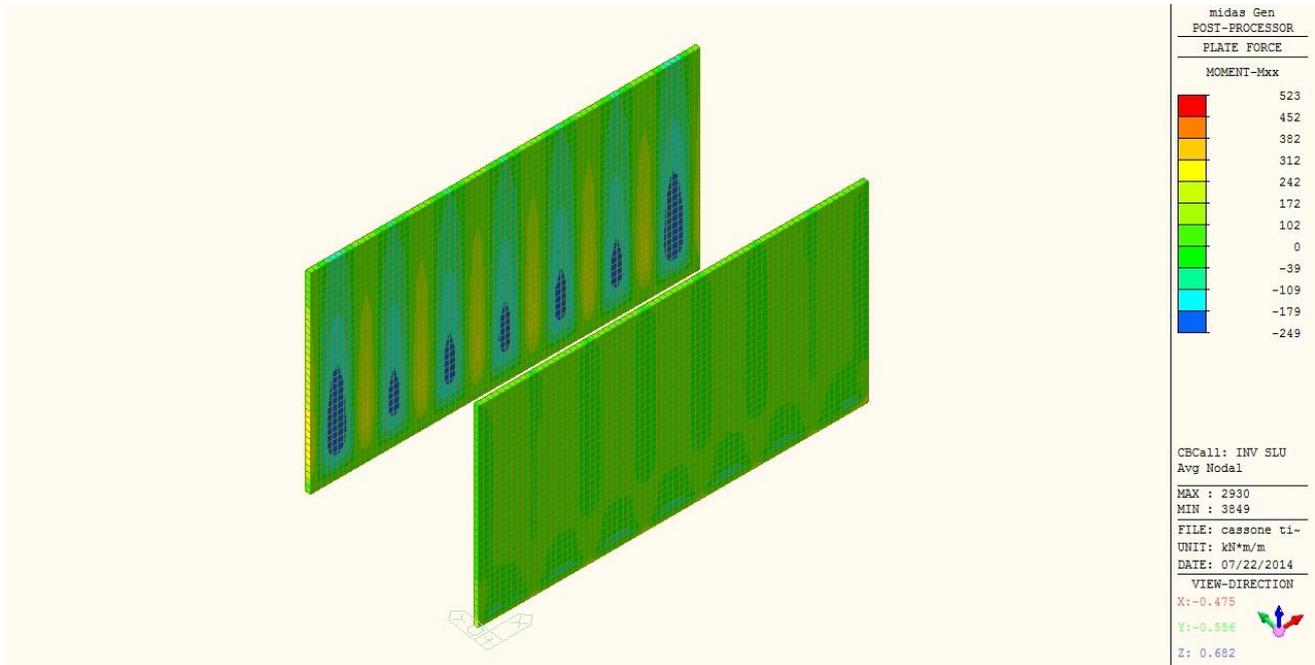


Figure 56 Mxx

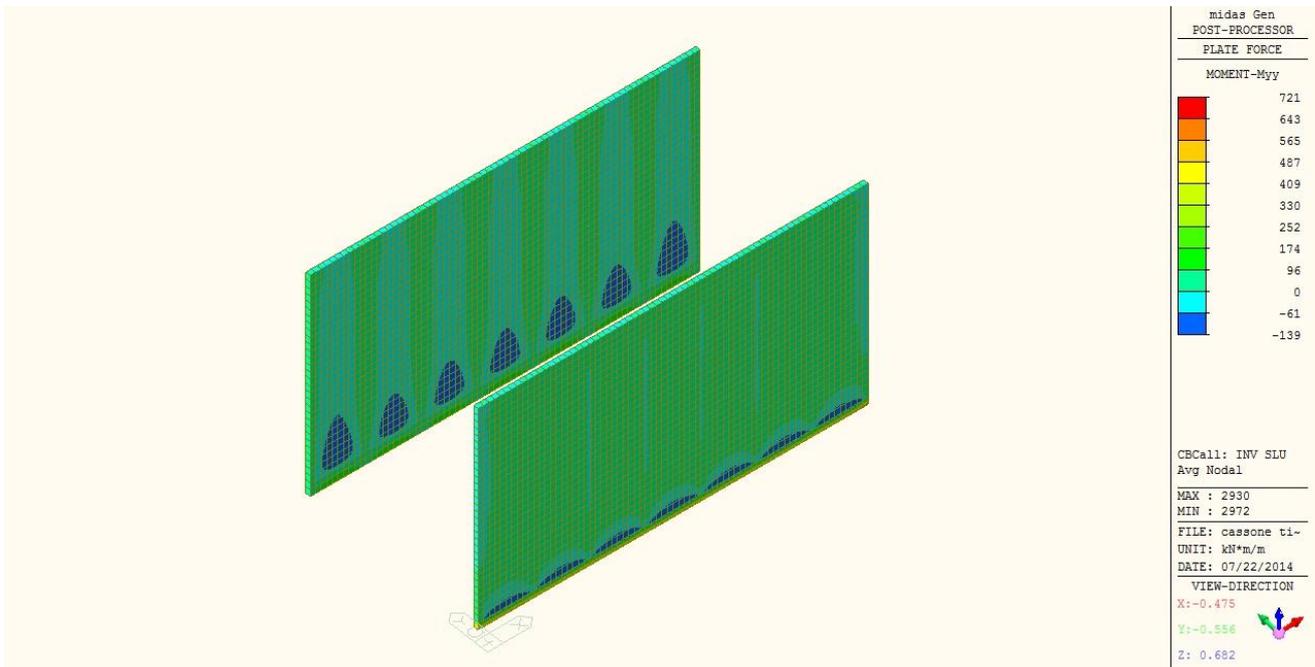


Figure 57 Myy

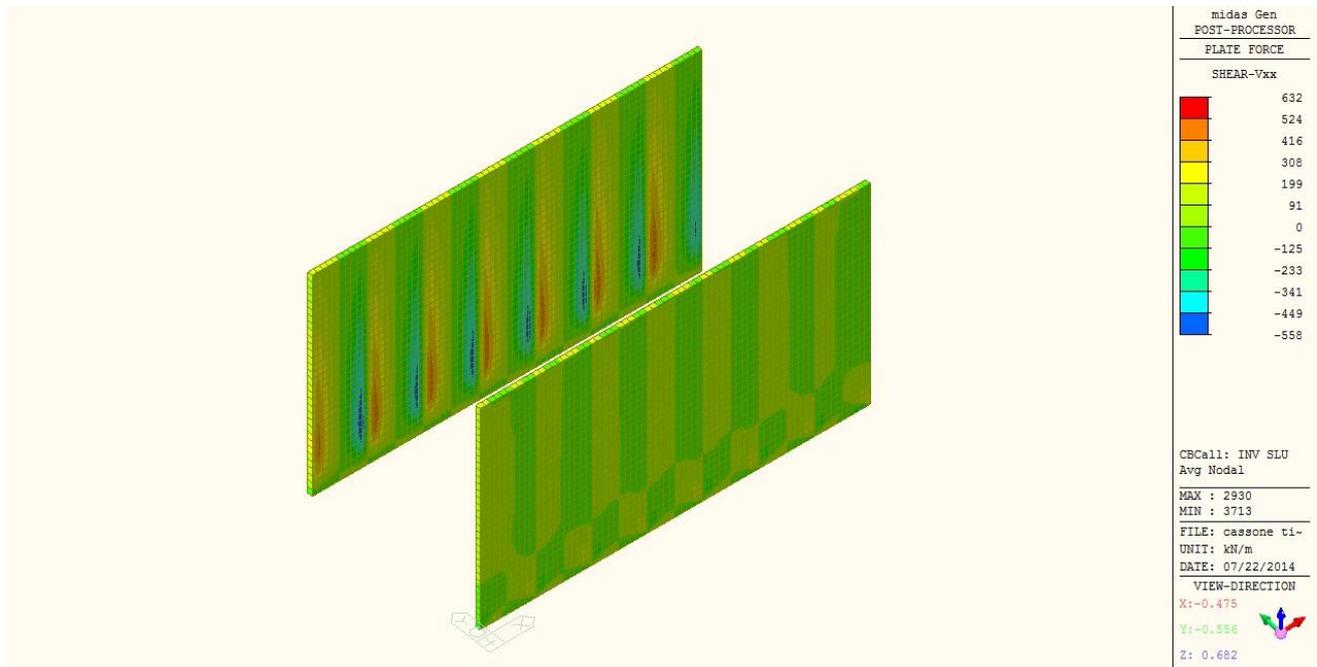


Figure 58 Vxx

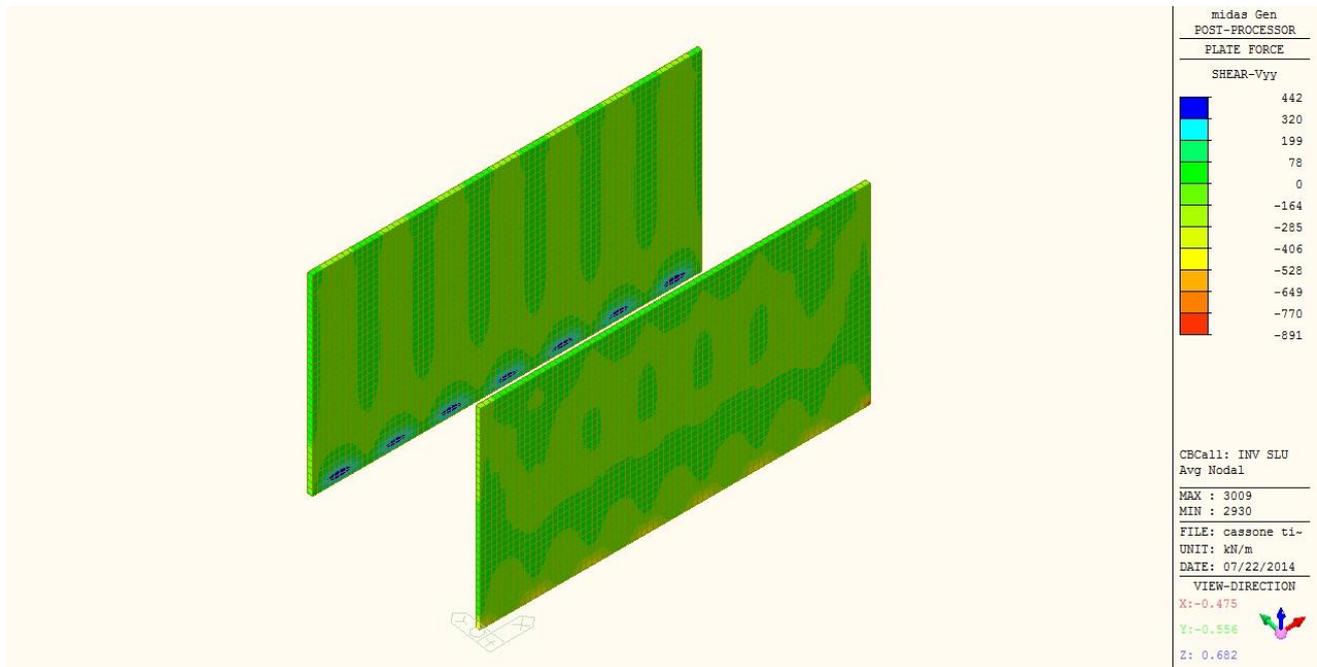


Figure 59 Vyy



10.1.3.2. Sollecitazioni e tensioni SLE

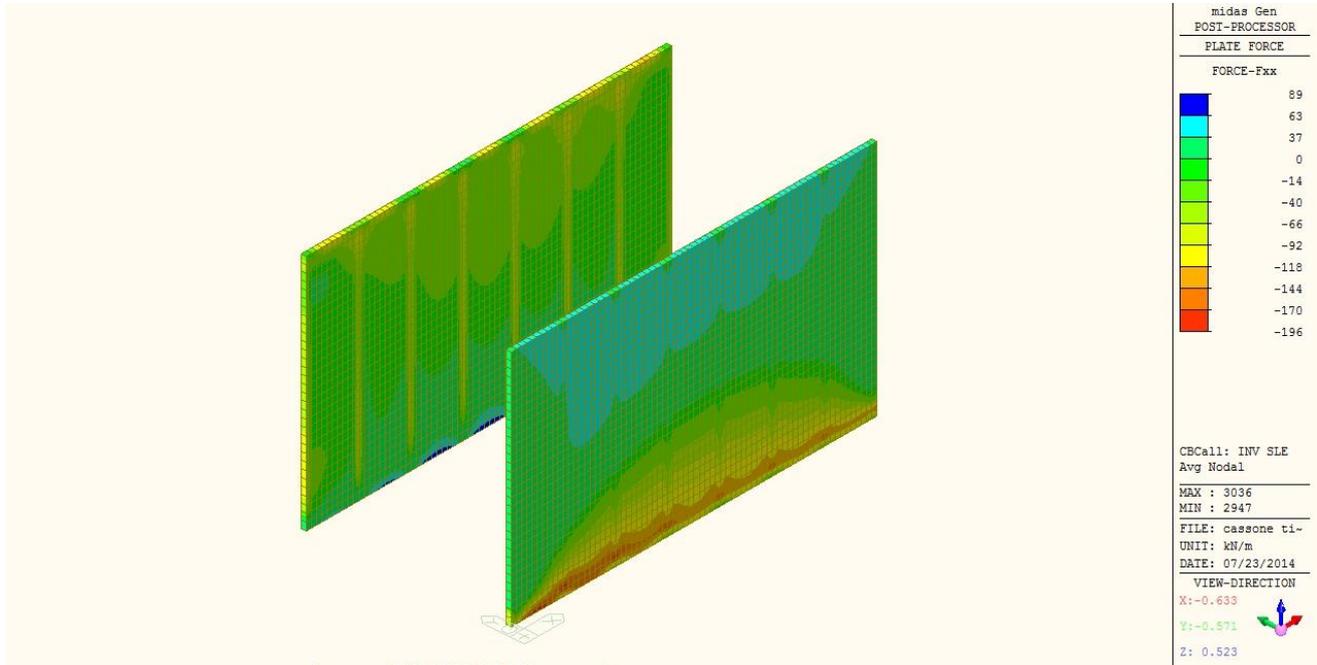


Figure 60 Fxx

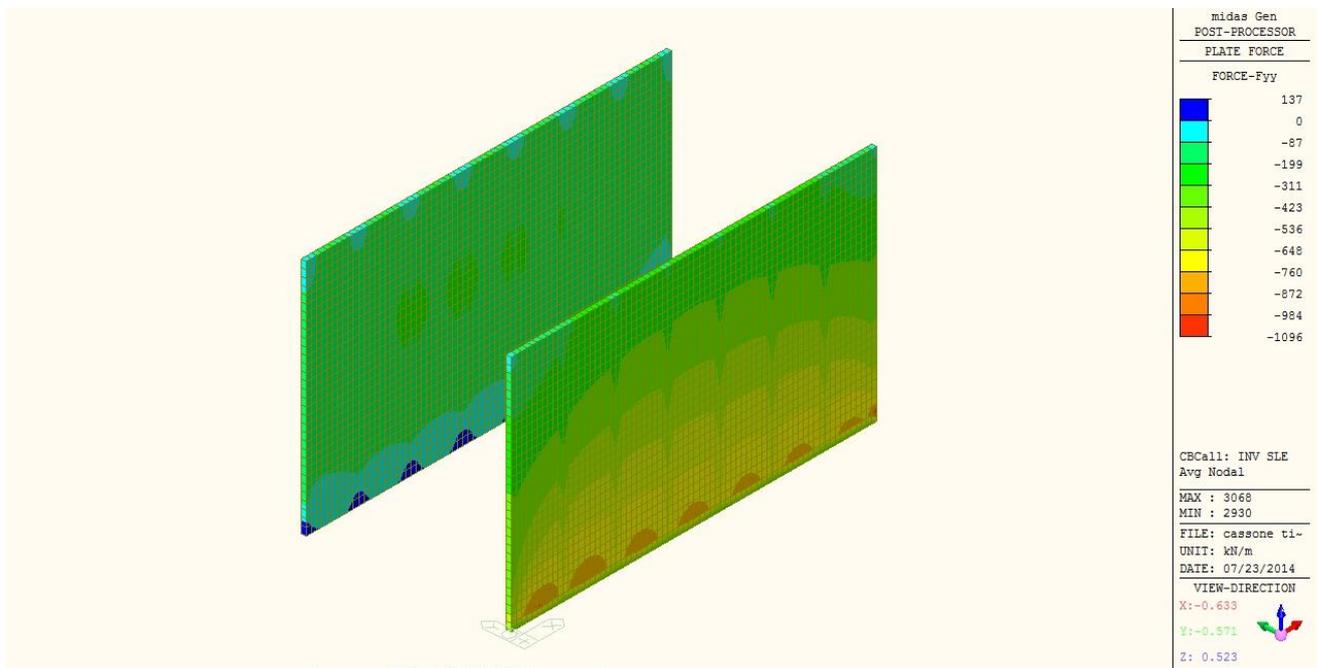


Figure 61 Fyy

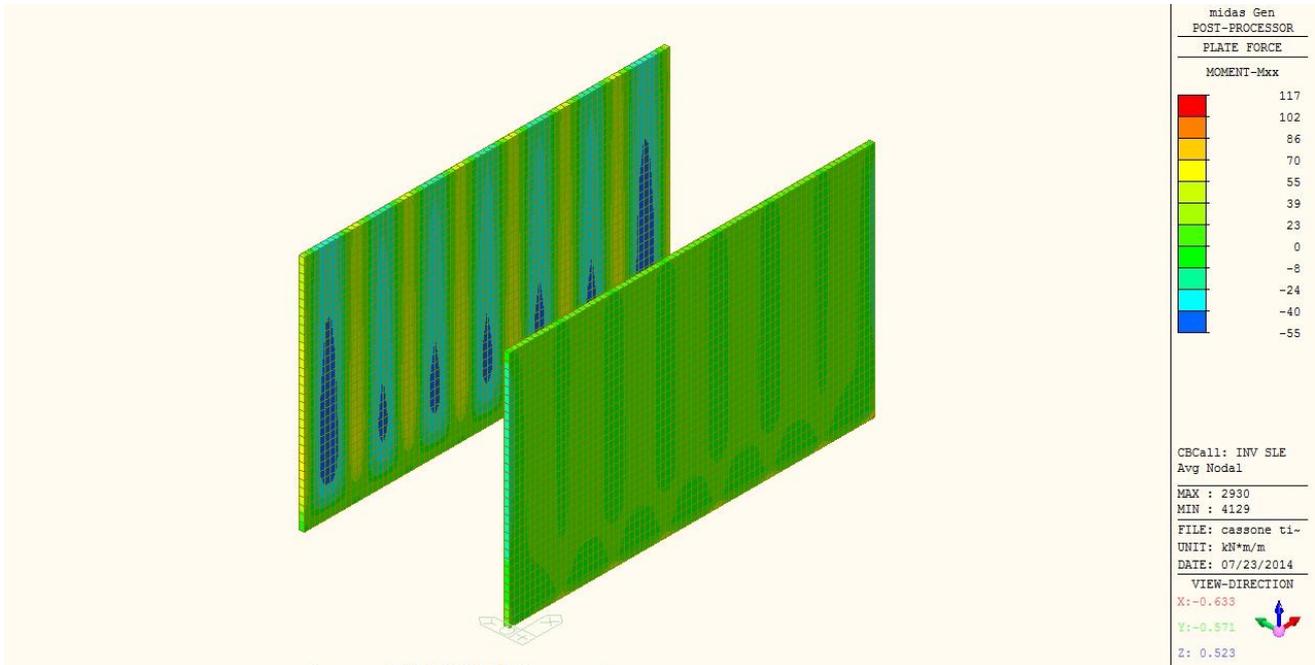


Figure 62 Mxx

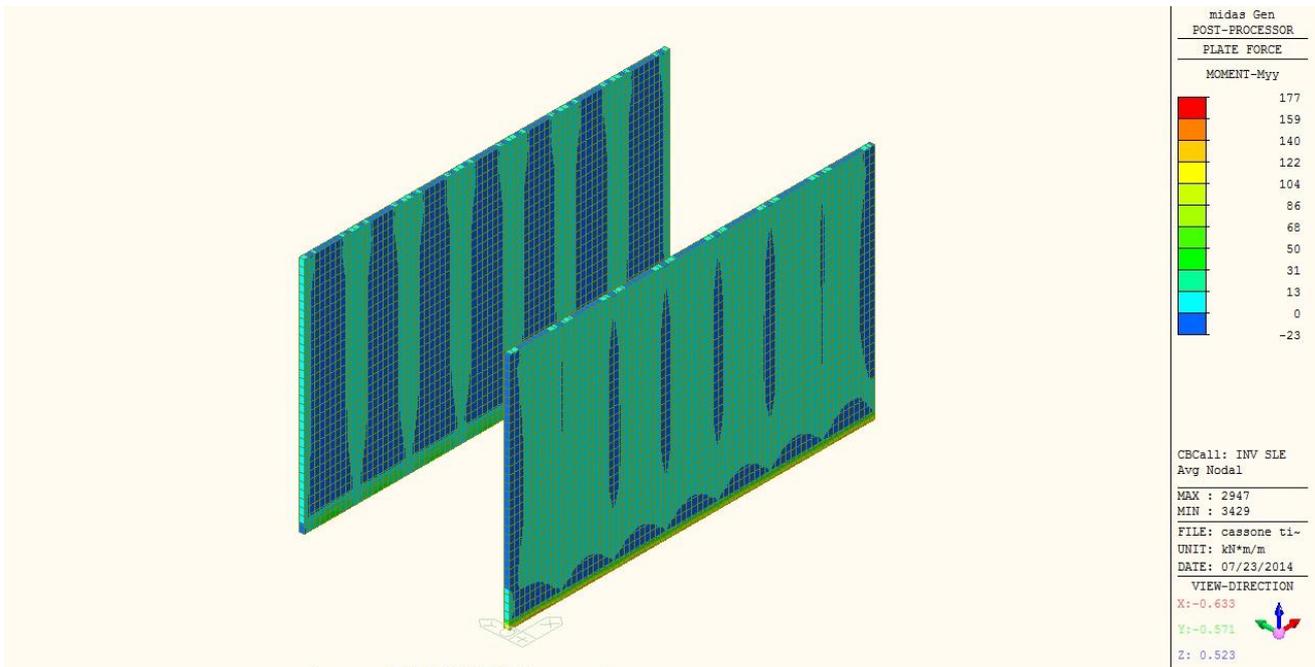


Figure 63 Myy

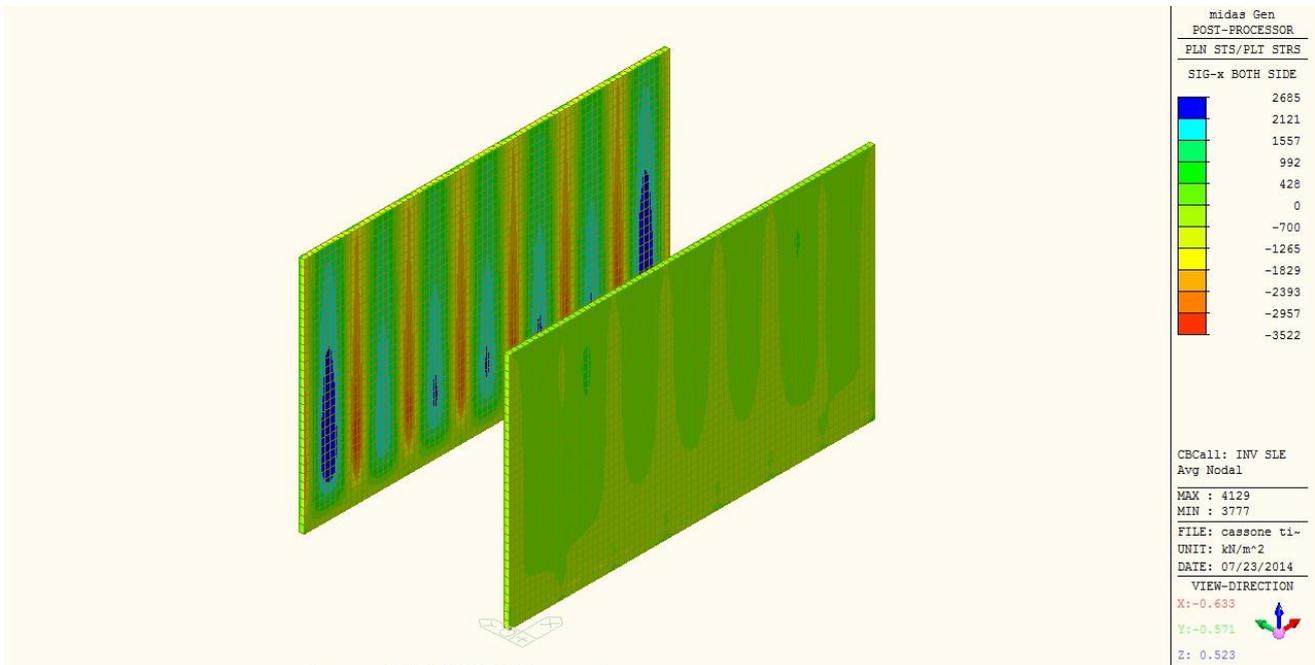


Figura 37 tensioni sigma xx su ambo le facce degli elementi

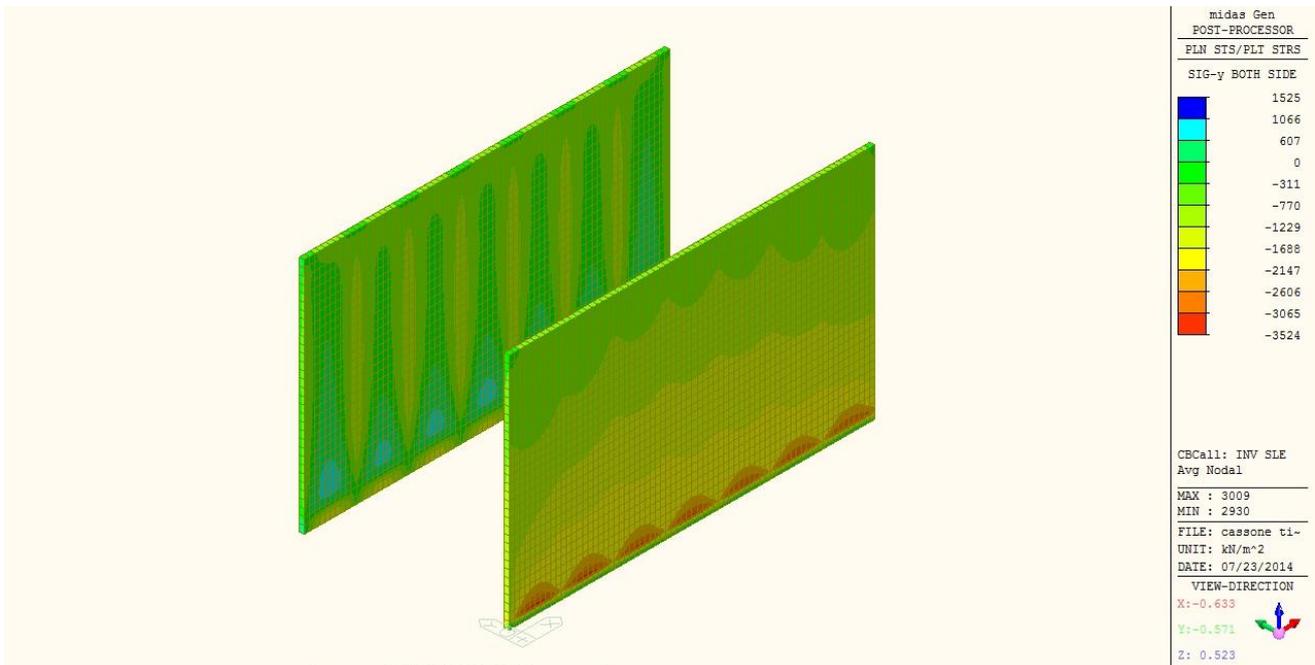


Figura 38 tensioni sigma yy su ambo le facce degli elementi

Come si osserva il limite a trazione di aperture delle fessure (2675 kPa) non viene mai superato, pertanto la verifica tenso-fessurativa è implicitamente soddisfatta.



10.1.4. Muri interni 20cm

10.1.4.1. Sollecitazioni SLU+SISM

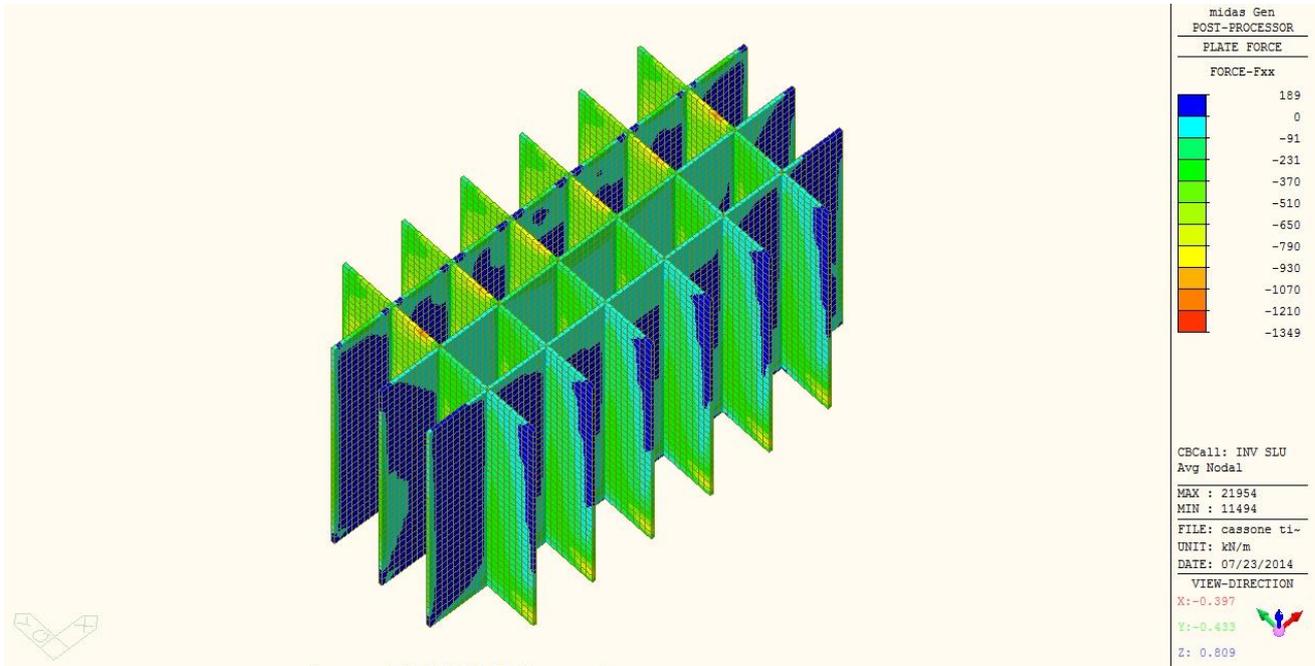


Figura 39 Fxx

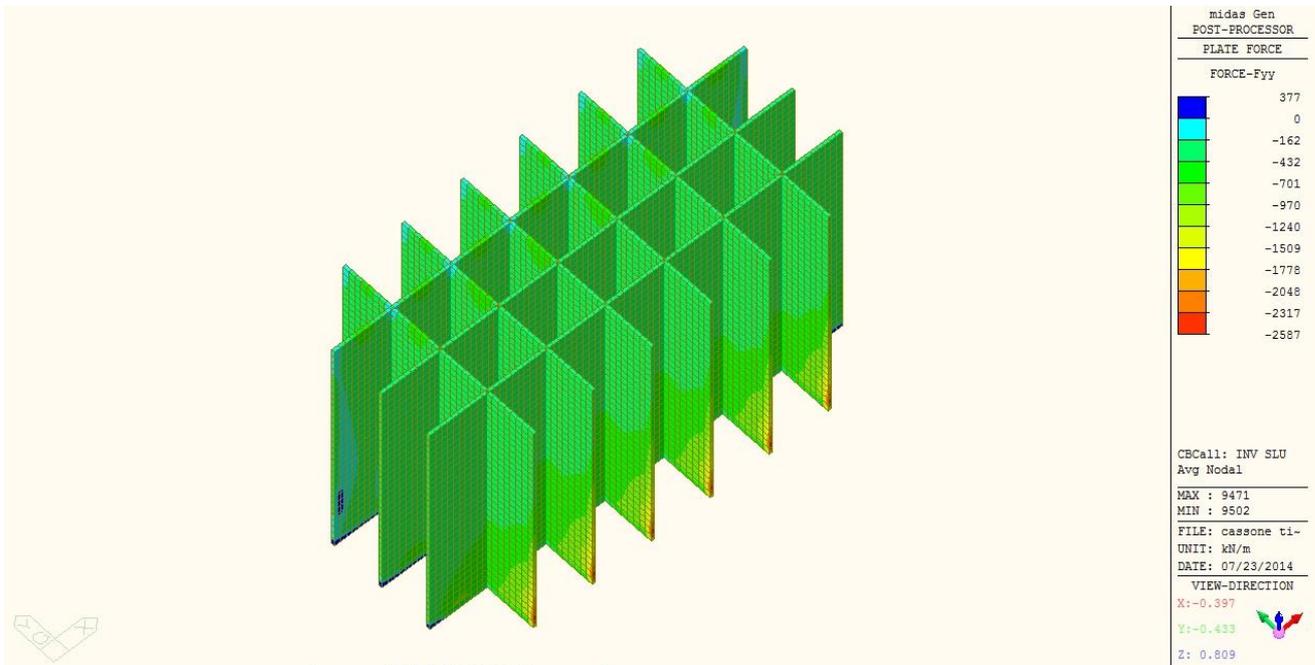


Figura 40 Fyy

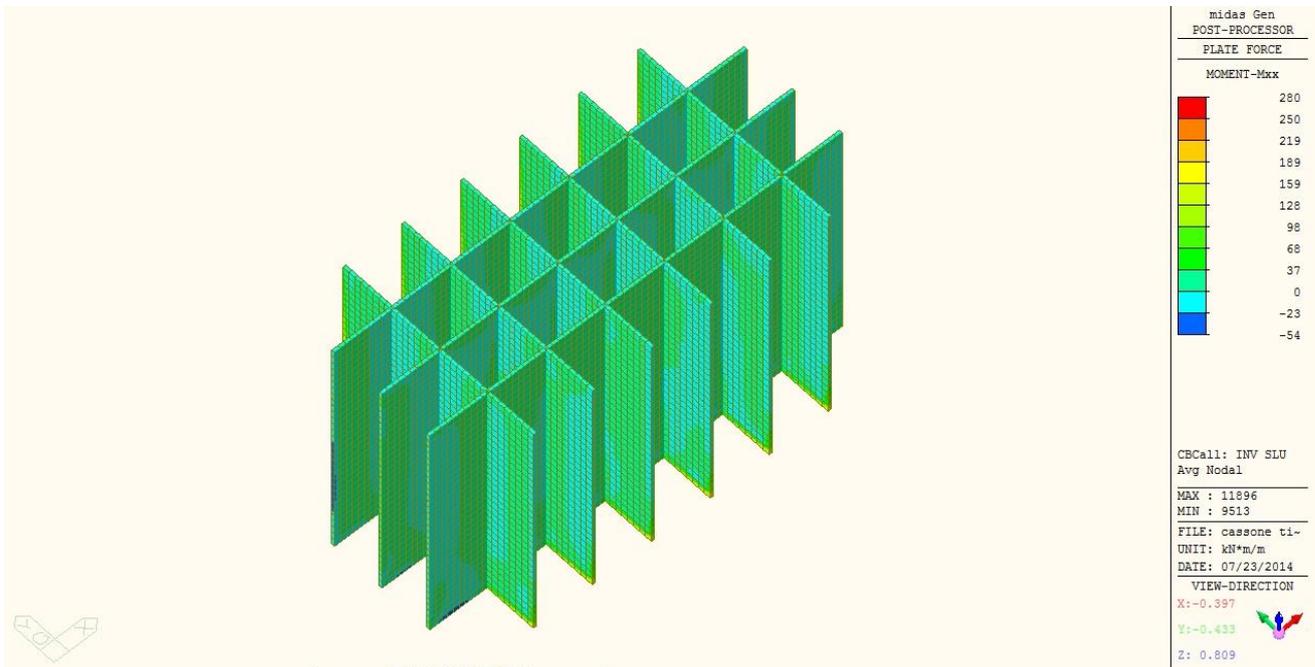


Figura 41 Mxx

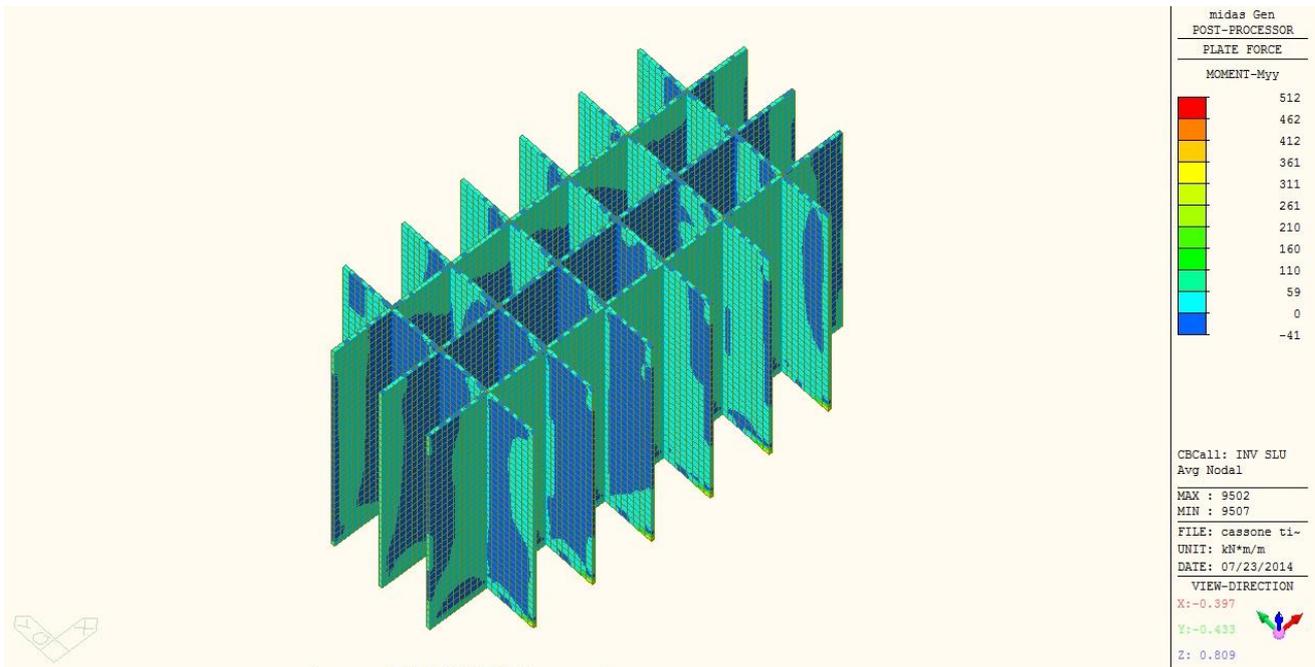


Figura 42 Myy

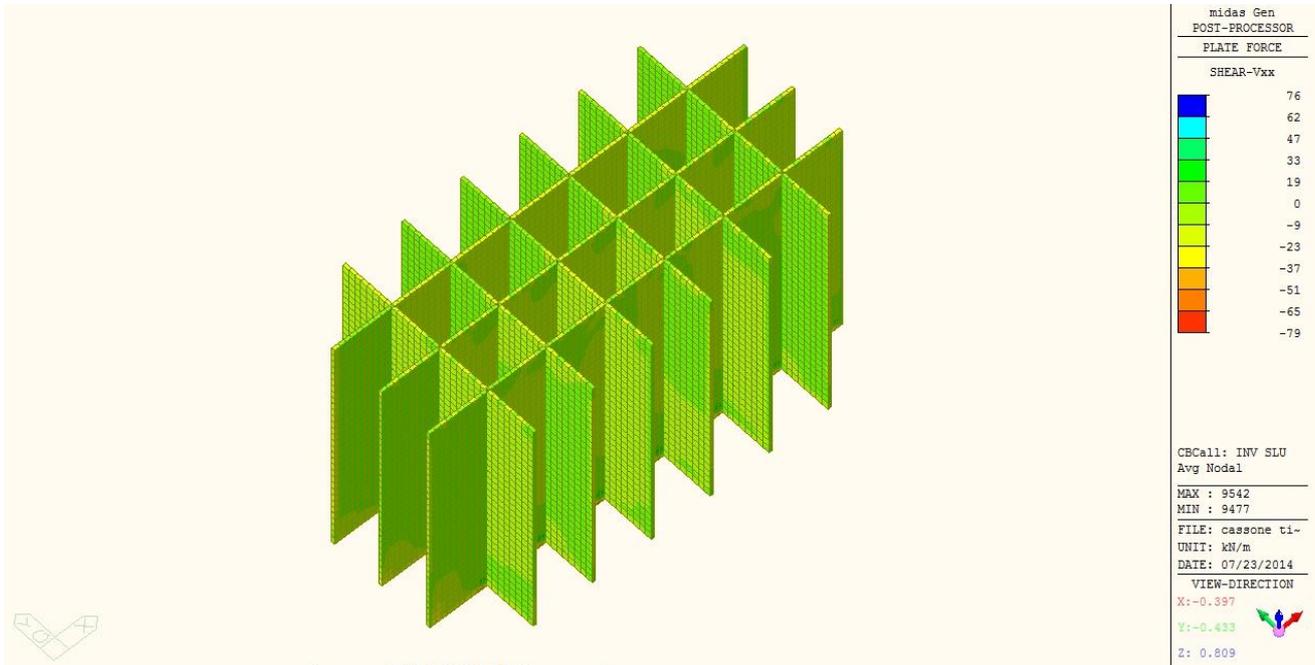


Figura 43 Vxx

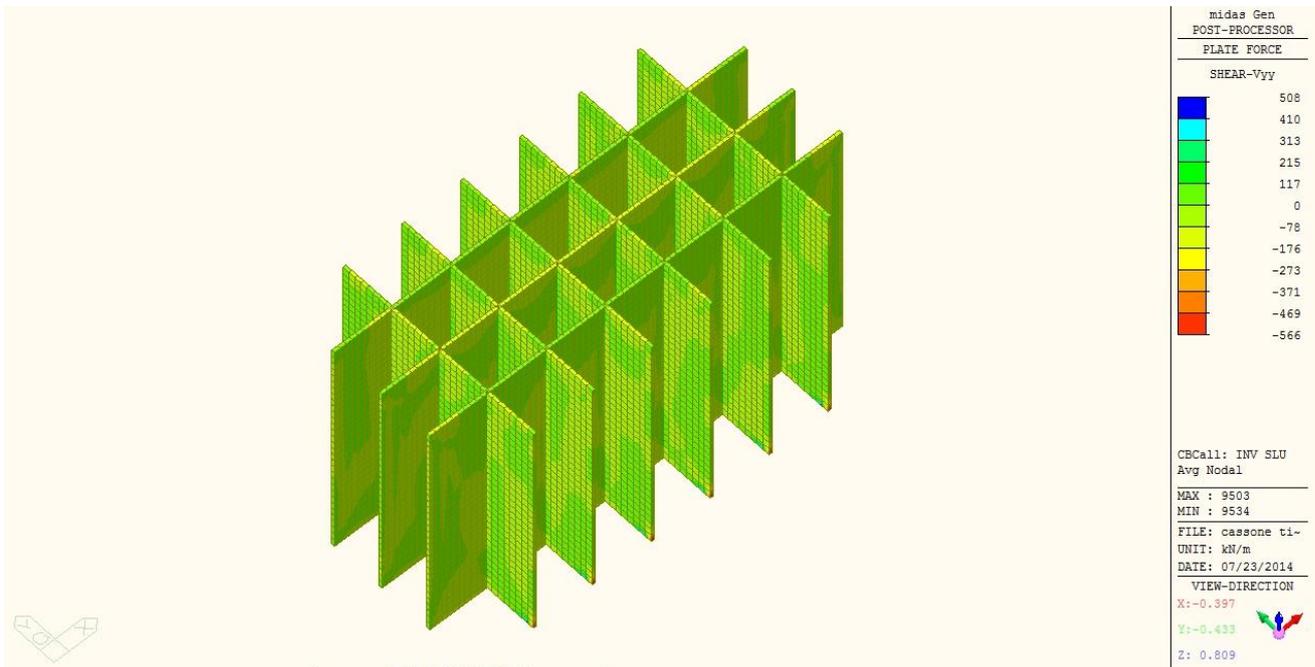


Figura 44 Vyy



10.1.4.2. Sollecitazioni e tensioni SLE

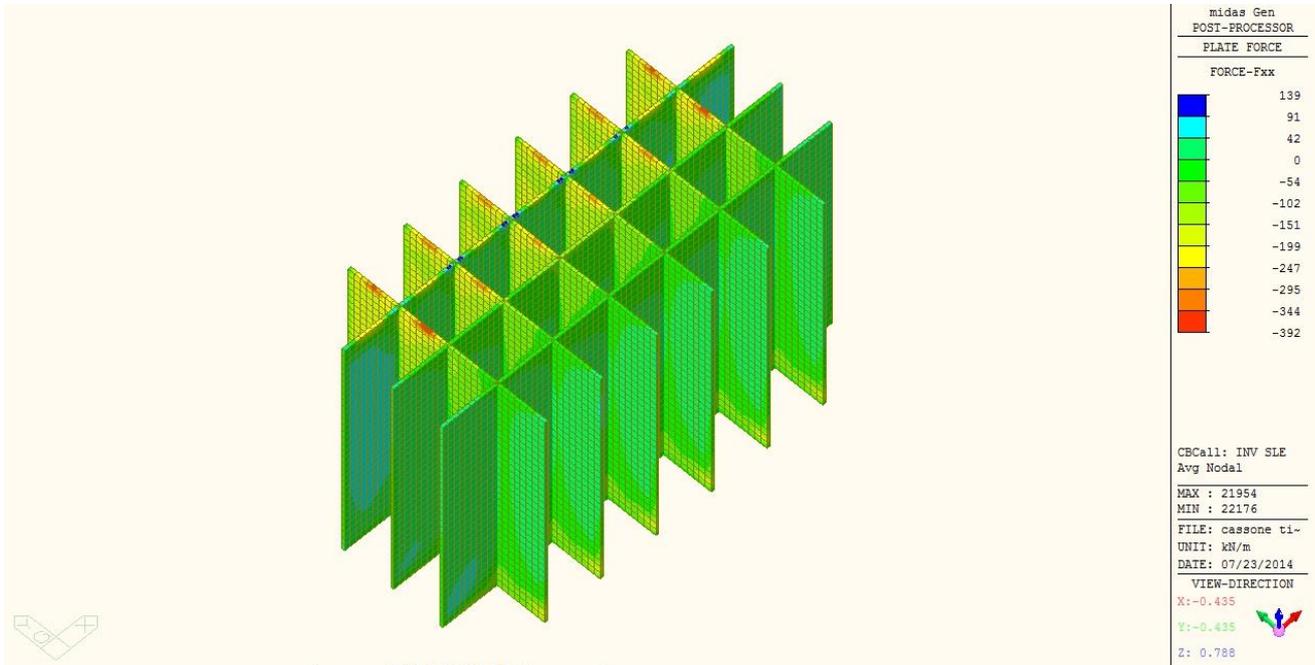


Figura 45 Fxx

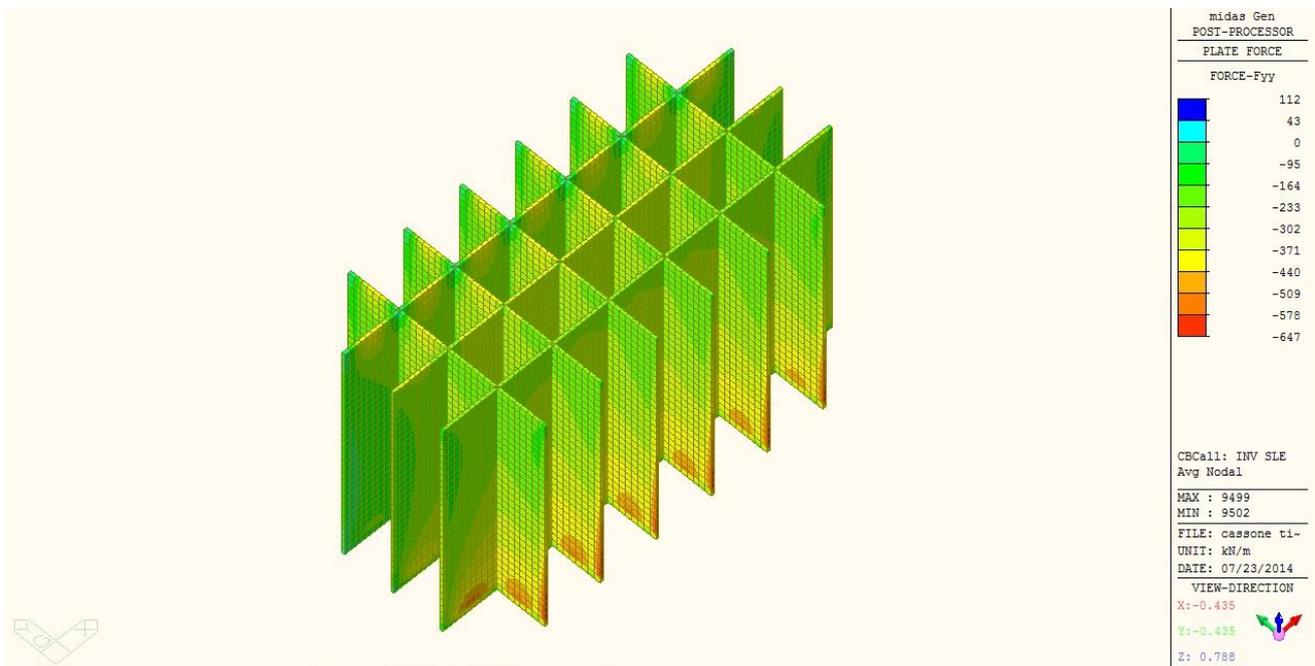


Figura 46 Fyy

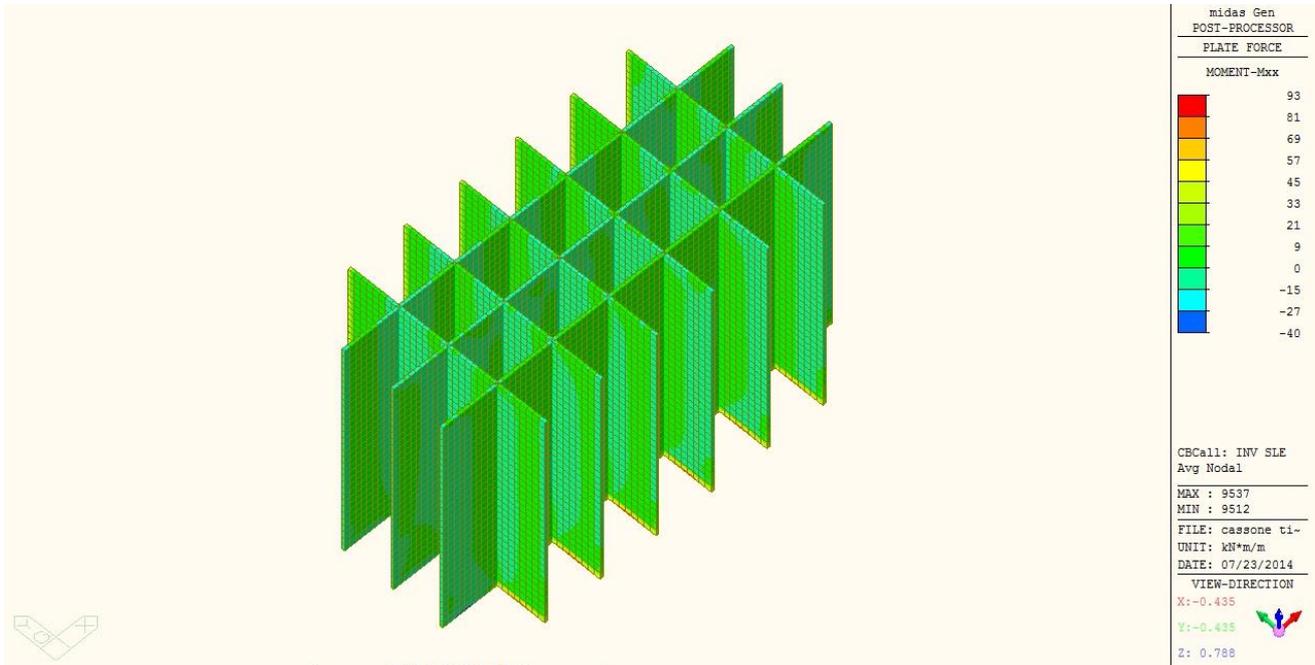


Figura 47 Mxx

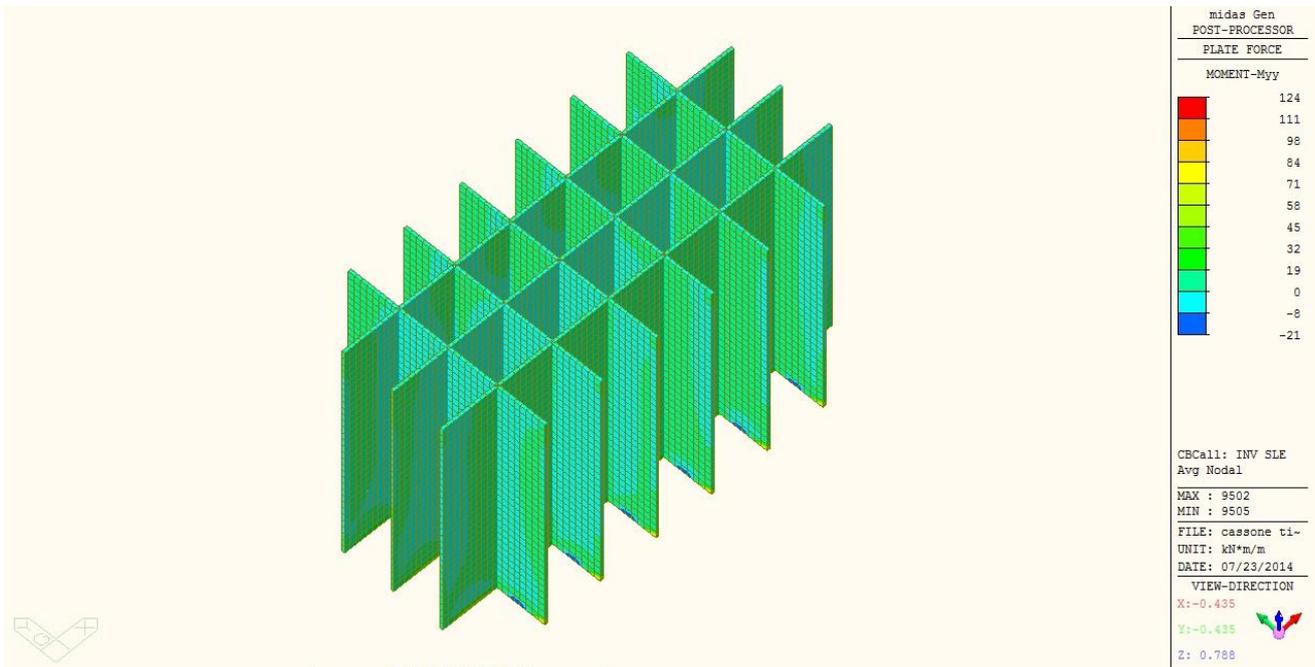


Figura 48 Myy

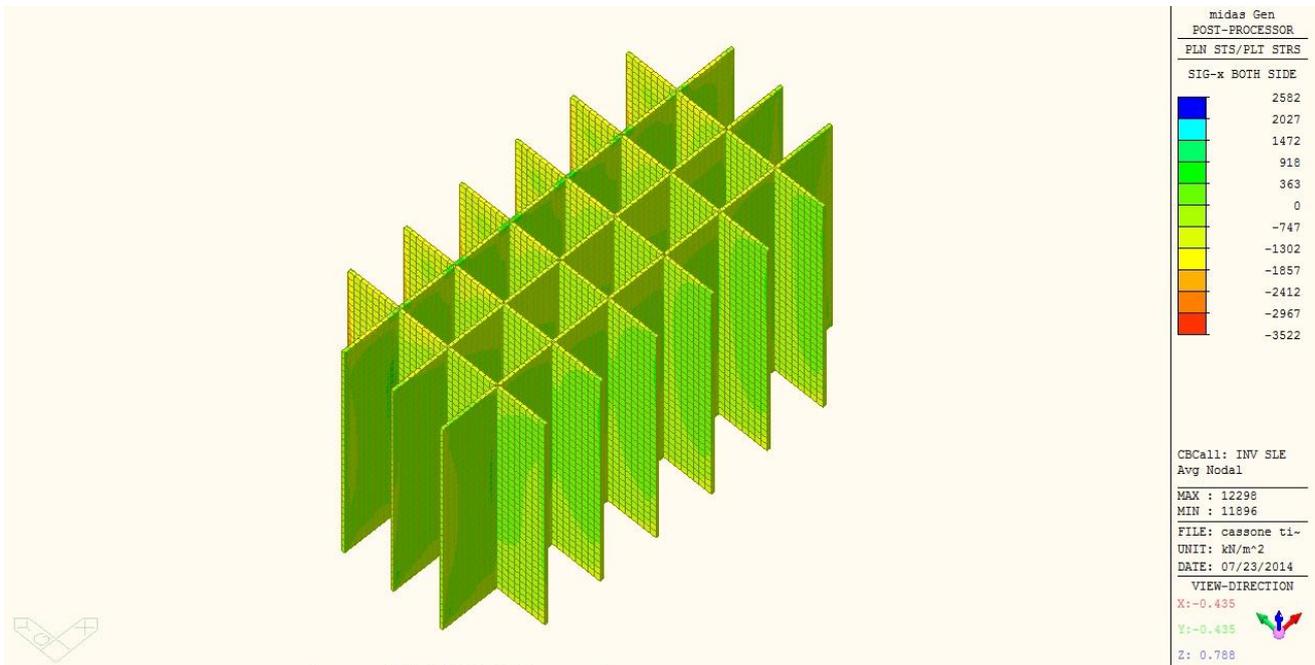


Figura 49 sigma xx su ambo le facce dei plate

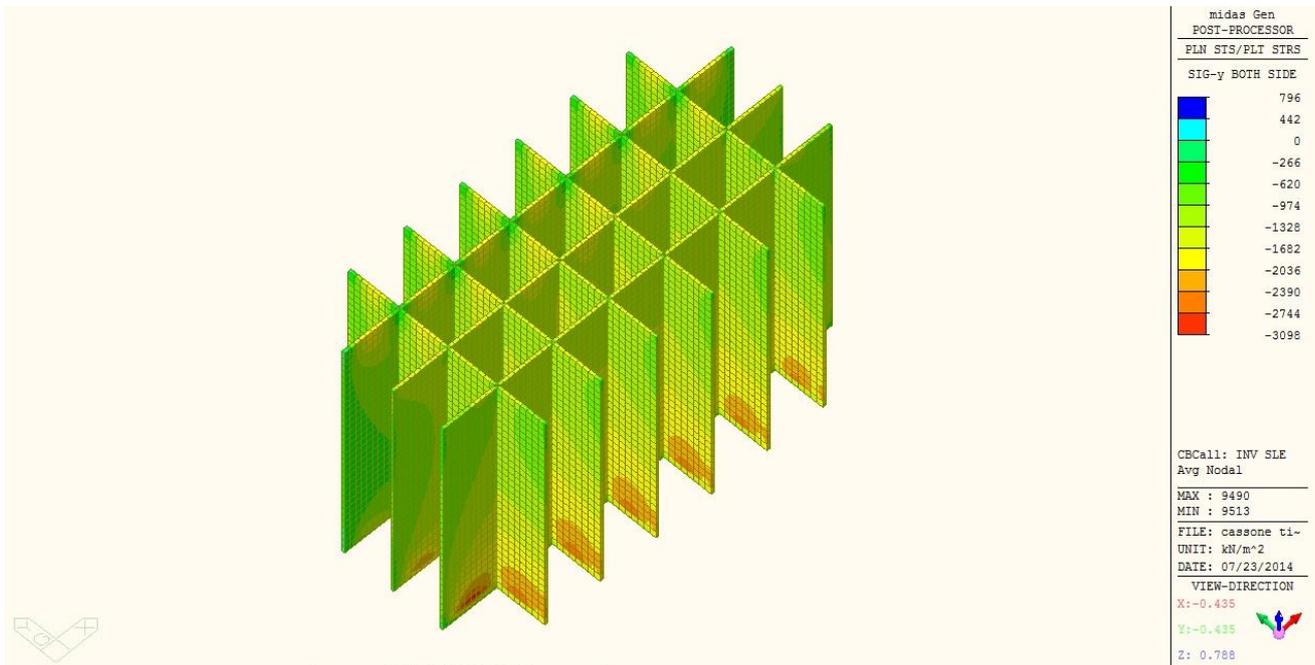


Figura 50 sigma yy su ambo le facce dei plate

Come si osserva il limite a trazione di aperture delle fessure (2675 kPa) non viene mai superato, pertanto la verifica tenso-fessurativa è implicitamente soddisfatta.



10.2. Verifiche strutturali

Si dispongono le seguenti armature:

elemento	spessore	posizione	armature		
	[cm]		corrente xx	corrente yy	a taglio
PLATEA	70	campata	5φ16	5φ16	---
		incastro	5φ16	5φ16+5φ20	5φ14/20
MURI ESTERNI	40	campata	5φ20	5φ20	---
		incastro	5φ20	5φ20	---
	35	campata	5φ20+3φ24	5φ20	---
		incastro	5φ20+3φ24	5φ20	5φ14/20
MURI INTERNI	20	campata	5φ16	5φ16	---
		incastro	5φ16	5φ16	---



10.2.1. Platea 70cm

10.2.1.1. Presso-tenso flessione

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

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

Titolo: _____

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	70

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10.05	8
2	10.05	62

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 254 kNm
M_{yEd} 0 kNm

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

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo: S.L.U.+ S.L.U.- Metodo n

Tipo flessione: Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

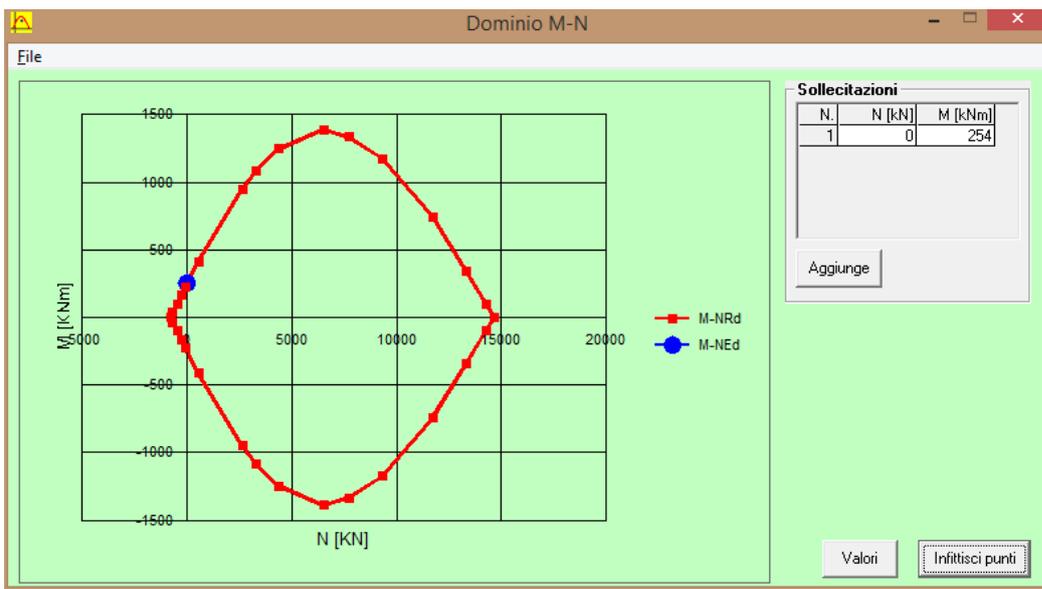
L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali: B450C C35/45

ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
E_s 210 000 N/mm² f_{cd} 19.83 ‰
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
ε_{syd} 1.863 ‰ σ_{c,adm} 13.5 ‰
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.8
τ_{c1} 2.257

M_{xRd} 259.2 kNm
σ_c -19.83 N/mm²
σ_s 391.3 N/mm²
ε_c 3.5 ‰
ε_s 40.95 ‰
d 62 cm
x 4.882 x/d 0.07874
δ 0.7





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

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

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	70

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10.05	7
2	10.05	63

Tipologia Sezione:
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Diagramma della sezione rettangolare con l'asse neutro (N) e l'asse di calcolo.

Sollecitazioni:
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} 192 kNm
 M_{yEd} 0 kNm

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

Tipologia rottura:
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo:
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipologia flessione:
 Retta Deviata

N° rett. 100

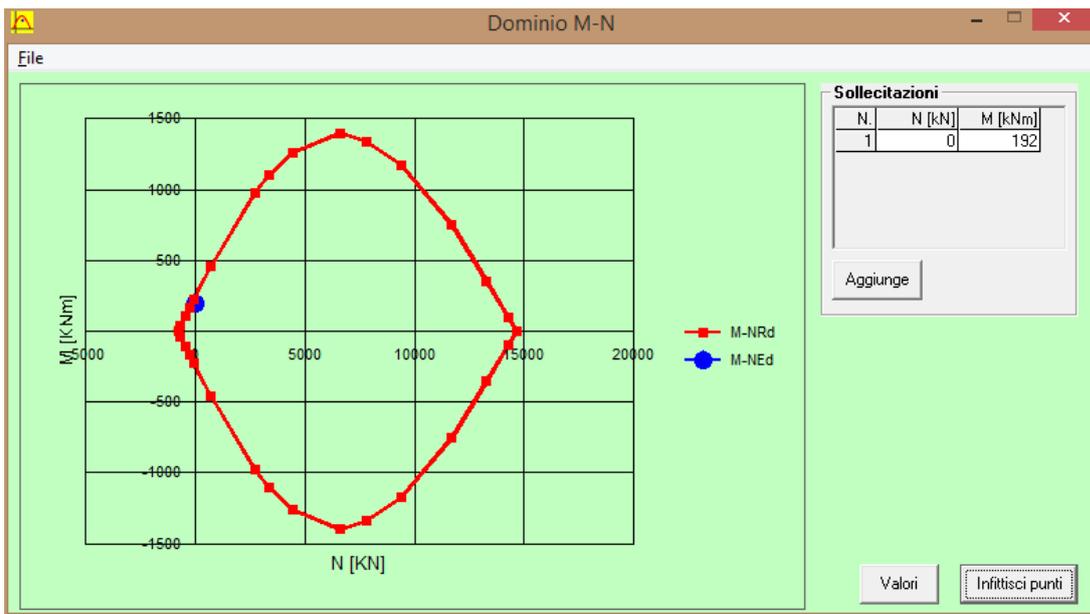
Calcola MRd Dominio M-N

L_o 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali:
 B450C C35/45
 ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
 E_s 210 000 N/mm² f_{cd} 19.83 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 ?
 ε_{syd} 1.863 ‰ σ_{c,adm} 13.5 ‰
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.8
 τ_{c1} 2.257

M_{xRd} 258.3 kNm
 σ_c -19.83 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ε_c 3.5 ‰
 ε_s 43.48 ‰
 d 63 cm
 x 4.694 x/d 0.07451
 δ 0.7





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

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

TITOLO : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	70

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10.05	7
2	25.76	63

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N

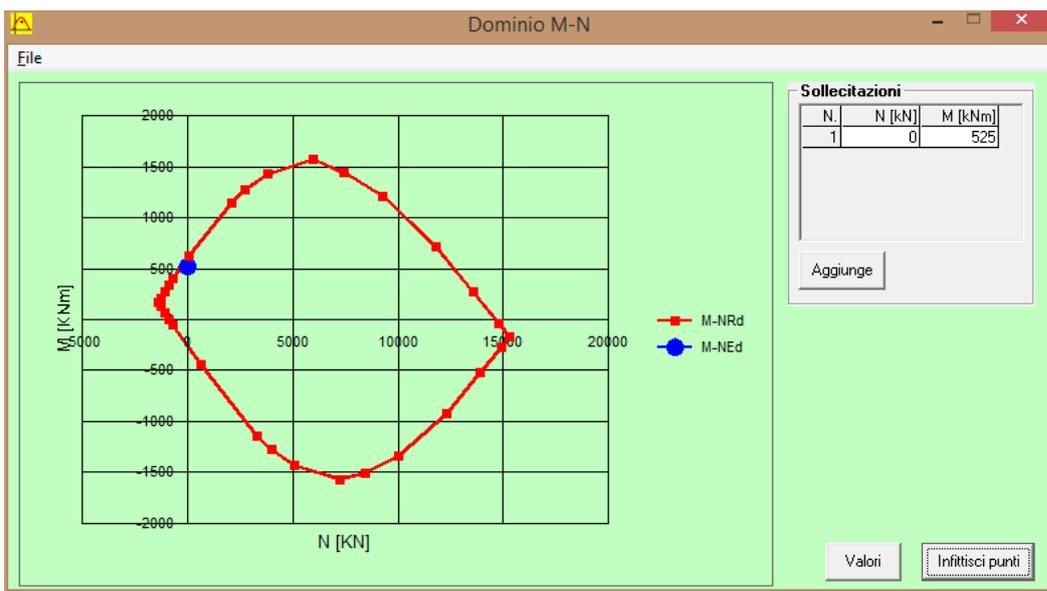
L_o cm Col. modello

Precompresso

Materiali
 B450C C35/45

ϵ_{su} % ϵ_{c2} %
 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} %
 E_s N/mm² f_{cd} %
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ϵ_{syd} % $\sigma_{c,adm}$ %
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co} %
 τ_{c1} %

M_{xRd} kN m
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c %
 ϵ_s %
 d cm
 x x/d
 δ





10.2.1.2. Taglio

VERIFICA A TAGLIO DI SEZIONI IN C.A. - secondo DM2008 punto 4.1.2.1.3					
GEOMETRIA SEZIONE					
base b_w	1000	[mm]	d utile	620	[mm]
altezza	700	[mm]	area	700000	[mm ²]
copriferro	80	[mm]			
MATERIALI					
			calcestruzzo		
			R_{ck}	45	[N/mm ²]
acciaio	B450C		f_{ck}	35	[N/mm ²]
f_{yk}	450	[N/mm ²]	γ_c	1.5	
γ_s	1.15		alfa cc	0.85	
f_{yd}	391	[N/mm ²]	f_{cd}	19.8	[N/mm ²]
			f'_{cd}	9.9	[N/mm ²]
SOLLECITAZIONE					
	Vsd		1045		[kN]
<i>elementi senza armature trasversali resistenti a taglio</i> [punto 4.1.2.1.3.1]					
<i>(per solai piastre e membrature --> si calcola la resistenza a trazione del cls)</i>					
k	1.57				
v_{min}	0.407				
Asl	2576	[mm ²]	area armatura longitudinale tesa		
ρ_1	0.004	<	0.020		
σ_{cp}	0.000	<	3.967		[MPa]
N_{Sd}	0	[kN]	sforzo di compressione		
V_{Rd}	284.74	[kN]	$V_{Rd,min} =$	252.06	[kN]
V_{Rd}	284.74	[kN]			
Vrd < Vsd necessario mettere armatura trasversale a taglio					
<i>elementi con armature trasversali resistenti a taglio</i> [punto 4.1.2.1.3.2]					
ARMATURE					
alfa c	1.00				
diam.staffe	14	[mm]			
s	200	[mm]	passo staffe		
n° braccia	5				
Asw	770	[mm ²]	armatura trasversale		
alfa	45	[°]	inclinazione staffe-asse trave		
cot (alfa)	1.00				
sen (alfa)	0.71				
θ	45.0	[°]	inclinazione puntoni cls tra 21.8° e 45°		
cot (θ)	1.00		compreso tra 1,0 e 2,5		
resistenza offerta dall'armatura a taglio					1188 [kN]
TAGLIO RESISTENTE					
<i>resistenza di calcolo a taglio trazione</i>					<i>formula 4.1.18</i>
V_{Rds}	1188	[kN]			
<i>resistenza di calcolo a taglio compressione</i>					<i>formula 4.1.19</i>
V_{Rcd}	5534	[kN]			
<i>resistenza a taglio (min Vrsd ; Vrcd)</i>					<i>formula 4.1.20</i>
V_{Rd}	1188	[kN]	sezione verificata a taglio		

Si predispongono quindi ferri inclinati a taglio $\Phi 14/20$ a 5 braccia.



10.2.2. Muri esterni 40cm

10.2.2.1. Presso-tenso flessione

Verifica C.A. S.L.U. - File: muri_40cm_xx

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

Titolo: _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	40

N°	As [cm²]	d [cm]
1	15.71	8
2	15.71	32

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd} kNm

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

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali: B450C C35/45

ε_{su} ‰ ε_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ε_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} N/mm²
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ε_{syd} ‰ σ_{c,adm} N/mm²
 σ_{s,adm} N/mm² τ_{co} N/mm²
 τ_{c1} N/mm²

M_{xRd} kNm
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ε_c ‰
 ε_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

Tipo Sezione: Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

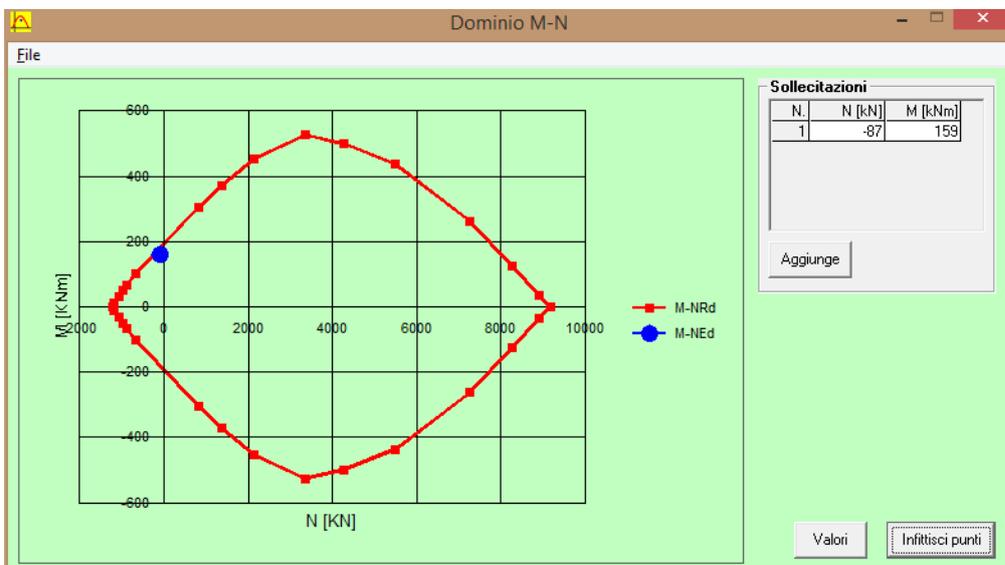
Metodo di calcolo: S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione: Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N
 L_o cm Col. modello

Precompresso





Verifica C.A. S.L.U. - File: muri_40cm_yy

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

Titolo: _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	40

N°	As [cm²]	d [cm]
1	15.71	8
2	15.71	32

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

Diagramma della sezione:

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} -488 kN
 M_{xEd} 95 kNm
 M_{yEd} 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali

B450C		C35/45	
ε _{su}	67.5 ‰	ε _{c2}	2 ‰
f _{yd}	391.3 N/mm²	ε _{cu}	3.5 ‰
E _s	210 000 N/mm²	f _{cd}	19.83
E _s /E _c	15	f _{cc} /f _{cd}	0.8
ε _{syd}	1.863 ‰	σ _{c,adm}	13.5
σ _{s,adm}	255 N/mm²	τ _{co}	0.8
		τ _{c1}	2.257

M_{xRd} 134 kNm

σ_c -19.83 N/mm²

σ_s 391.3 N/mm²

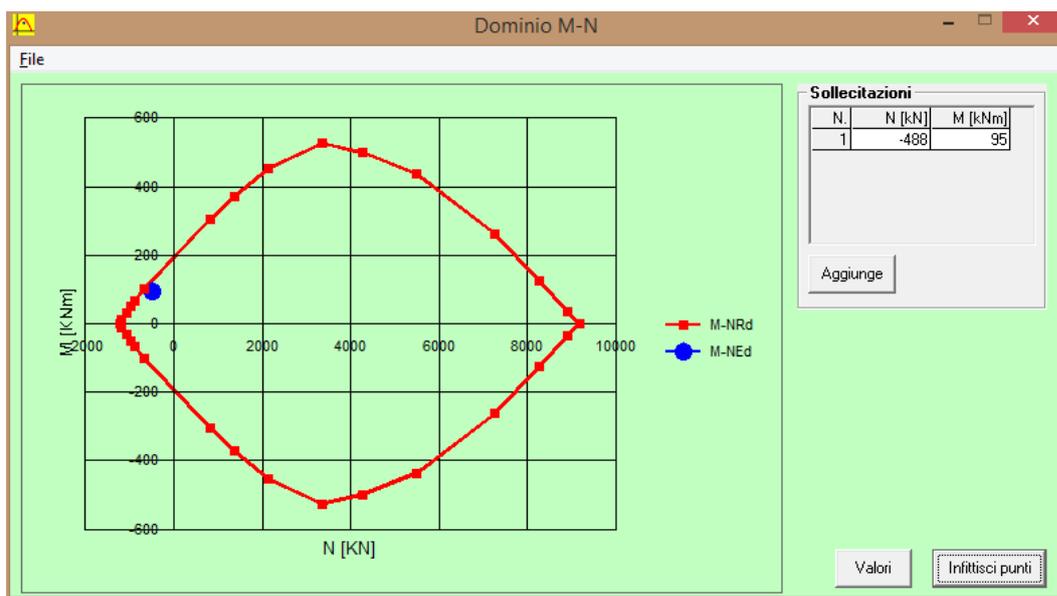
ε_c 3.5 ‰

ε_s 20.78 ‰

d 32 cm

x 4.613 x/d 0.1442

δ 0.7





10.2.2.2. Taglio

VERIFICA A TAGLIO DI SEZIONI IN C.A. - secondo DM2008 punto 4.1.2.1.3					
GEOMETRIA SEZIONE					
base b_w	1000	[mm]	d utile	320	[mm]
altezza	400	[mm]	area	400000	[mm ²]
copriferro	80	[mm]			
MATERIALI					
			<i>calcestruzzo</i>		
			R_{ck}	45	[N/mm ²]
<i>acciaio</i>	B450C		f_{ck}	35	[N/mm ²]
f_{yk}	450	[N/mm ²]	γ_c	1.5	
γ_s	1.15		alfa cc	0.85	
f_{yd}	391	[N/mm ²]	f_{cd}	19.8	[N/mm ²]
			f'_{cd}	9.9	[N/mm ²]
SOLLECITAZIONE		Vsd	170	[kN]	
<i>elementi senza armature trasversali resistenti a taglio</i>					[punto 4.1.2.1.3.1]
<i>(per solai piastre e membrature --> si calcola la resistenza a trazione del cls)</i>					
k	1.79				
V_{min}	0.496				
Asl	1571	[mm ²]	area armatura longitudinale tesa		
ρ_1	0.005	<	0.020		
σ_{cp}	0.000	<	3.967	[MPa]	
N_{Sd}	0	[kN]	sforzo di compressione		
V_{Rd}	177.43	[kN]	$V_{Rd,min} =$	158.76	[kN]
V_{Rd}	177.43	[kN]			
Vrd > Vsd	sezione verificata senza armature trasversali a taglio				



10.2.3. Muri esterni 35cm

10.2.3.1. Presso-tenso flessione

Verifica C.A. S.L.U. - File: muri_35cm_xx

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

TITOLO: _____

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	35

N°	As [cm²]	d [cm]
1	15.71	8
2	29.28	27

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

Materiali
 B450C C35/45
 ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 210 000 N/mm² f_{cd} 19.83 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 ?
 ϵ_{syd} 1.863 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 13.5 ‰
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.8
 τ_{c1} 2.257

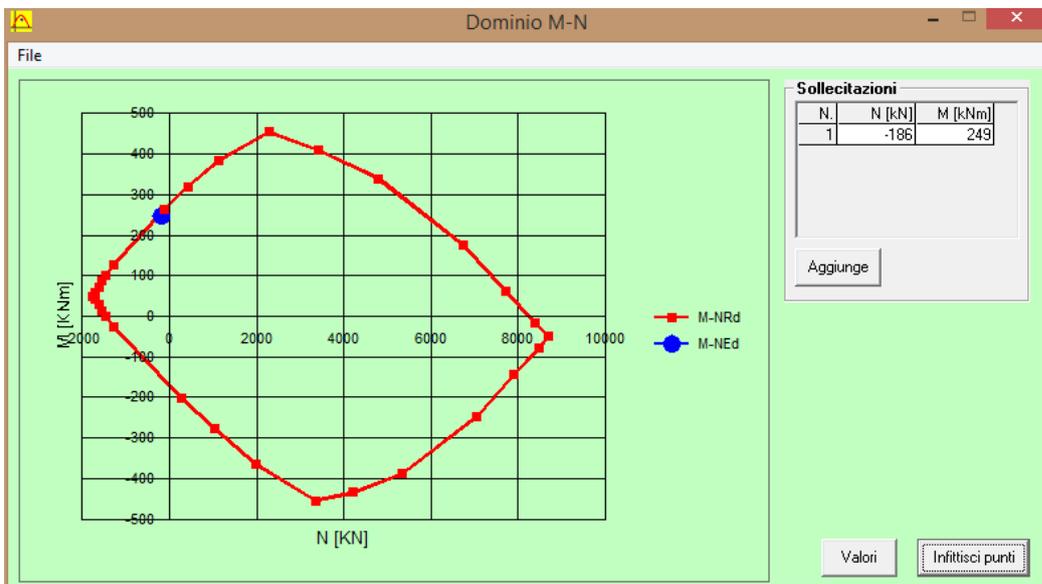
Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} 257.2 kNm
 σ_c -19.83 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 9.997 ‰
 d 27 cm
 x 7.001 x/d 0.2593
 δ 0.7641

Calcola MRd **Dominio M-N**
 L_0 0 cm **Col. modello**
 Precompresso

N_{Ed} -186 0 kN
 M_{xEd} 249 0 kNm
 M_{yEd} 0 0

N° rett. 100





Verifica C.A. S.L.U. - File: muri_35cm_yy

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

Titolo: _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	35

N°	As [cm²]	d [cm]
1	15.71	8
2	15.71	27

Tipologia sezione: Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Diagramma della sezione:

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
M_{xEd} kNm
M_{yEd} kNm

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

Tipologia rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo: S.L.U.+ S.L.U.- Metodo n

Tipologia flessione: Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N

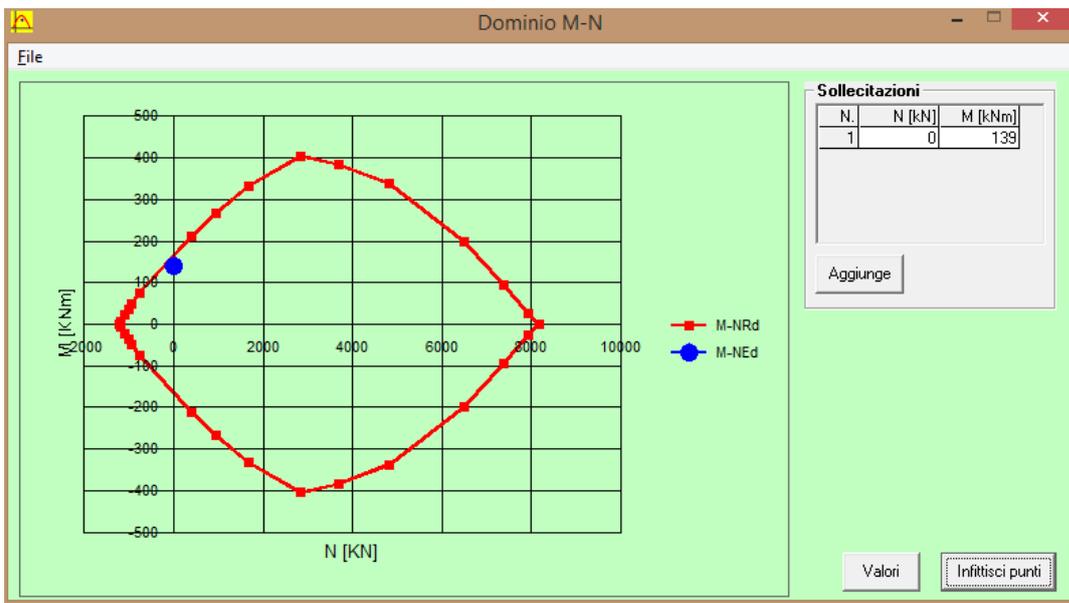
L₀ cm Col. modello

Precompresso

Materiali: B450C C35/45

ε_{su} ‰ ε_{c2} ‰
f_{yd} N/mm² ε_{cu} ‰
E_s N/mm² f_{cd} ‰
E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
ε_{syd} ‰ σ_{c,adm} ‰
σ_{s,adm} N/mm² τ_{co} ‰
τ_{c1} ‰

M_{xRd} kNm
σ_c N/mm²
σ_s N/mm²
ε_c ‰
ε_s ‰
d cm
x x/d δ





10.2.3.2. Taglio

VERIFICA A TAGLIO DI SEZIONI IN C.A. - secondo DM2008 punto 4.1.2.1.3				
GEOMETRIA SEZIONE				
base b_w	1000	[mm]	d utile	270 [mm]
altezza	350	[mm]	area	350000 [mm ²]
copriferro	80	[mm]		
MATERIALI				
			calcestruzzo	
			R_{ck}	45 [N/mm ²]
acciaio	B450C		f_{ck}	35 [N/mm ²]
f_{yk}	450	[N/mm ²]	γ_c	1.5
γ_s	1.15		alfa cc	0.85
f_{yd}	391	[N/mm ²]	f_{cd}	19.8 [N/mm ²]
			f'_{cd}	9.9 [N/mm ²]
SOLLECITAZIONE		Vsd	500	[kN]
<i>elementi senza armature trasversali resistenti a taglio</i> [punto 4.1.2.1.3.1]				
<i>(per solai piastre e membrature --> si calcola la resistenza a trazione del cls)</i>				
k	1.86			
V_{min}	0.526			
Asl	2928	[mm ²]	area armatura longitudinale tesa	
ρ_1	0.011	<	0.020	
σ_{cp}	0.000	<	3.967	[MPa]
N_{sd}	0	[kN]	sforzo di compressione	
V_{Rd}	202.60	[kN]	$V_{Rd,min} =$	141.90 [kN]
V_{Rd}	202.60	[kN]		
Vrd < Vsd	necessario mettere armatura trasversale a taglio			
<i>elementi con armature trasversali resistenti a taglio</i> [punto 4.1.2.1.3.2]				
ARMATURE				
alfa c	1.00			
diam.staffe	14	[mm]		
s	200	[mm]	passo staffe	
n° braccia	5			
Asw	770	[mm ²]	armatura trasversale	
alfa	45	[°]	inclinazione staffe-asse trave	
cot (alfa)	1.00			
sen (alfa)	0.71			
θ	45.0	[°]	inclinazione puntoni cls tra 21.8° e 45°	
cot (θ)	1.00		compreso tra 1,0 e 2,5	
resistenza offerta dall'armatura a taglio				518 [kN]
TAGLIO RESISTENTE				
<i>resistenza di calcolo a taglio trazione</i>				<i>formula 4.1.18</i>
V_{Rds}	518	[kN]		
<i>resistenza di calcolo a taglio compressione</i>				<i>formula 4.1.19</i>
V_{Rcd}	2410	[kN]		
<i>resistenza a taglio (min Vrsd ; Vrcd)</i>				<i>formula 4.1.20</i>
V_{Rd}	518	[kN]	sezione verificata a taglio	

Si precisa che i ferri a taglio disposti sono da disporre esclusivamente sulla parete lato terra.



10.2.4. Muri interni 20cm

10.2.4.1. Presso-tenso flessione

Verifica C.A. S.L.U. - File: muri_20cm_xx

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

TITOLO : _____

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	20

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10.05	8
2	10.05	12

Tipologia Sezione:
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N _{Ed}	-189	0	kN
M _{xEd}	37	0	kNm
M _{yEd}	0	0	

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

Tipologia rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo:
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Materiali:
B450C **C35/45**
 ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 210 000 N/mm² f_{cd} 19.83
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.863 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 13.5
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.8
 τ_{c1} 2.257

M_{xRd} 50.49 kN m
 σ_c -19.83 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 7.789 ‰
 d 12 cm
 x 3.72 x/d 0.31
 δ 0.8275

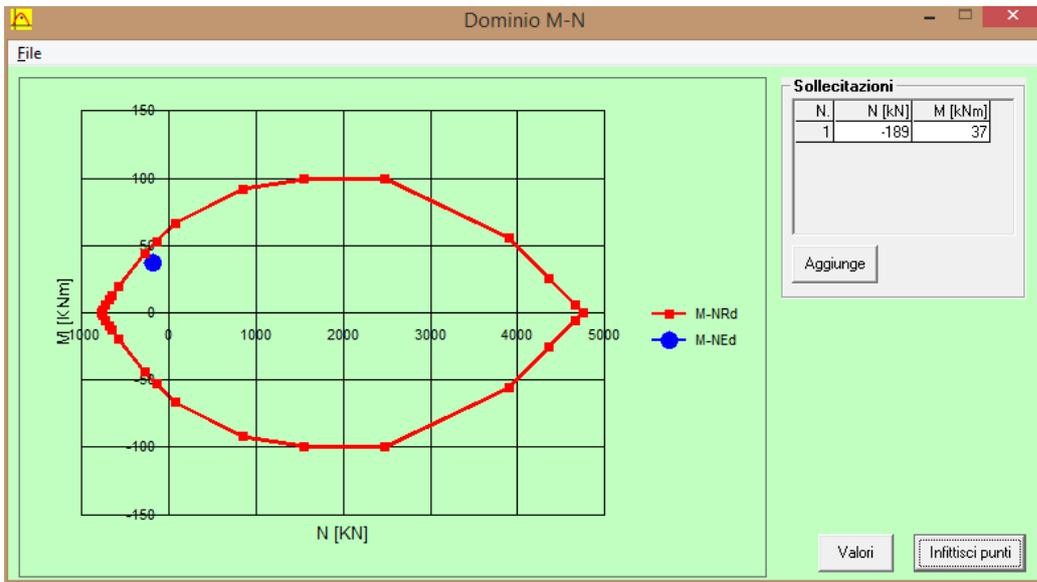
Metodo di flessione:
 Retta Deviato

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso





Verifica C.A. S.L.U. - File: muri_20cm_yy

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

TITOLO: _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	20

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10.05	8
2	10.05	12

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
M_{xEd} kNm
M_{yEd} kNm

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN
yN

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²
σ_s N/mm²
ε_c ‰
ε_s ‰
d cm
x w/d
δ

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

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

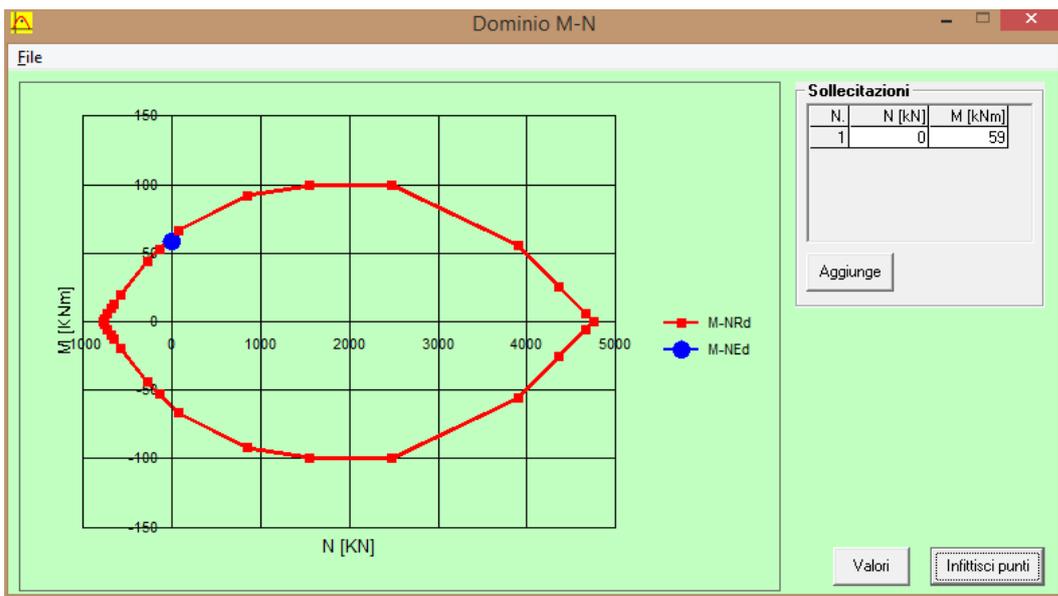
N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N
L₀ cm Col. modello

Precompresso

Materiali

B450C		C35/45	
ε _{su}	<input type="text" value="67.5"/> ‰	ε _{c2}	<input type="text" value="2"/> ‰
f _{yd}	<input type="text" value="391.3"/> N/mm²	ε _{cu}	<input type="text" value="3.5"/> ‰
E _s	<input type="text" value="210 000"/> N/mm²	f _{cd}	<input type="text" value="19.83"/> N/mm²
E _s /E _c	<input type="text" value="15"/>	f _{cc} /f _{cd}	<input type="text" value="0.8"/> ?
ε _{syd}	<input type="text" value="1.863"/> ‰	σ _{c,adm}	<input type="text" value="13.5"/> N/mm²
σ _{s,adm}	<input type="text" value="255"/> N/mm²	τ _{co}	<input type="text" value="0.8"/>
		τ _{c1}	<input type="text" value="2.257"/>





10.2.4.2. Taglio

VERIFICA A TAGLIO DI SEZIONI IN C.A. - secondo DM2008 punto 4.1.2.1.3					
GEOMETRIA SEZIONE					
base b_w	1000	[mm]	d utile	120	[mm]
altezza	200	[mm]	area	200000	[mm ²]
copriferro	80	[mm]			
MATERIALI			<i>calcestruzzo</i>		
			R_{ck}	45	[N/mm ²]
<i>acciaio</i>	B450C		f_{ck}	35	[N/mm ²]
f_{yk}	450	[N/mm ²]	γ_c	1.5	
γ_s	1.15		alfa cc	0.85	
f_{yd}	391	[N/mm ²]	f_{cd}	19.8	[N/mm ²]
			f'_{cd}	9.9	[N/mm ²]
SOLLECITAZIONE		Vsd	78	[kN]	
<i>elementi senza armature trasversali resistenti a taglio</i>					[punto 4.1.2.1.3.1]
<i>(per solai piastre e membrature --> si calcola la resistenza a trazione del cls)</i>					
k	2.00				
V_{min}	0.586				
Asl	770	[mm ²]	area armatura longitudinale tesa		
ρ_1	0.006	<	0.020		
σ_{cp}	0.000	<	3.967	[MPa]	
N_{Sd}	0	[kN]	sforzo di compressione		
V_{Rd}	81.26	[kN]	$V_{Rd,min} =$	70.28	[kN]
V_{Rd}	81.26	[kN]			
$V_{rd} > V_{sd}$	sezione verificata senza armature trasversali a taglio				



11. CALCOLO DELLA STABILITÀ NAUTICA DEI CASSONI

11.1. Premessa

Nel presente capitolo sono riportati i calcoli di stabilità della navigazione dei cassoni previsti nell'ambito del progetto.

I cassoni cellulari previsti sono i seguenti:

GEOMETRIA DEI CASSONI DI PROGETTO				
TIPO	NUMERO	LARGHEZZA	LUNGHEZZA	QUOTA DI IMBASAMENTO
A1	2	8.80m	27.95m	-7.50m s.l.m.m.
A2	1	9.80m	16.00m	-7.50m s.l.m.m.
B1	15	16.00m	27.95m	-15.50m s.l.m.m.
B2	2	16.00m	22.10m	-15.50m s.l.m.m.
B3	1	16.00m	19.00m	-15.50m s.l.m.m.
TOTALE	21			

Tabella 11.1 geometria dei cassoni di progetto

La figura seguente mostra la planimetria di posa dei cassoni con l'individuazione del posizionamento di ciascuna tipologia.

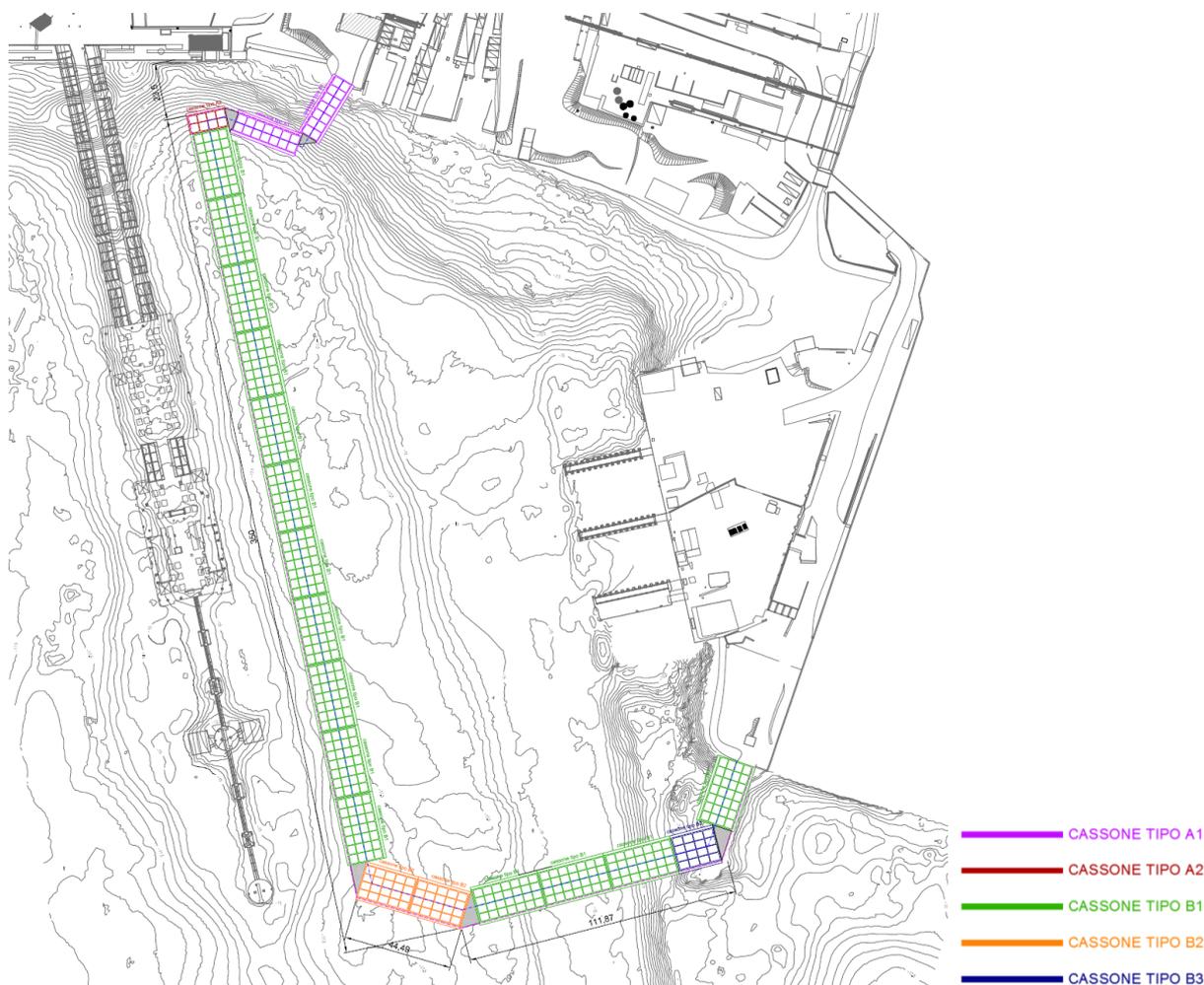


Figura 11.1 stralcio della planimetria di progetto con individuazione dei cassoni

I cassoni saranno imbasati alle quote riportate in precedenza su di uno scanno di pietrame di spessore variabile, realizzato a sua volta dopo l'asportazione dei sedimenti dal fondale nella porzione interessata.

I cassoni saranno realizzati su opportune piattaforme autoaffondanti e quindi trasportati in navigazione, trainati da un rimorchiatore dal sito di prefabbricazione a quello di posa in opera.

Nella fase intermedia che consiste nel trasporto del cassone, via acqua, alla posizione di affondamento, il cassone si comporta a tutti gli effetti come un natante: si pone pertanto il problema di valutare la stabilità del galleggiamento durante la navigazione,

Le condizioni che deve soddisfare sono quelle di stabilità al galleggiamento, prendendo in considerazione i movimenti di beccheggio e rollio del cassone. Le verifiche che seguono sono impostate in tal senso.



11.2. Modalità di verifica

Il cassone in fase di galleggiamento si trova in condizioni di equilibrio stabile se le forze che agiscono su di esso, ossia pesi e sottospinta, tendono a riportarlo nella posizione originaria a fronte di un eventuale allontanamento.

Nel piano orizzontale l'equilibrio del cassone è di tipo indifferente nei confronti di traslazioni orizzontali e rotazioni intorno ad assi verticali. Risulta necessario, invece, verificare la stabilità in direzione verticale e nei confronti di rotazioni intorno ad assi orizzontali.

In definitiva il cassone risulta in stato di galleggiamento stabile se il baricentro si trova al di sotto del centro di carena.

Se il baricentro si trova al di sopra del centro di carena, la stabilità del cassone è ugualmente assicurata purché l'altezza metacentrica (ossia la distanza fra baricentro e punto di intersezione con l'asse baricentrico della verticale condotta per il centro di carena conseguentemente ad una rotazione infinitesima del galleggiante) risulti positiva.

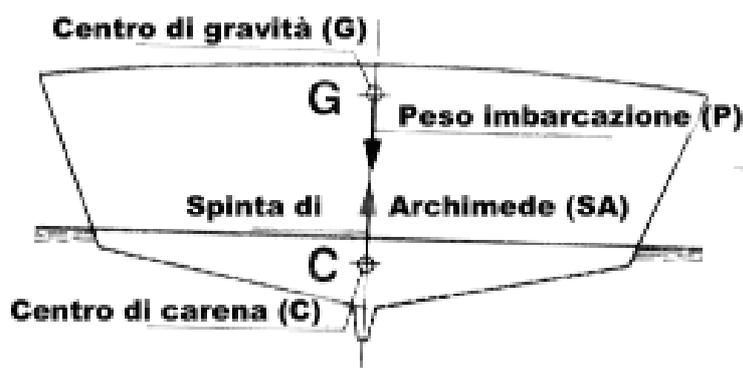


Figura 11.2 rappresentazione del centro di gravità G e del centro di carena C

Dal punto di vista analitico tale condizione si traduce in :

$$\delta = \frac{I}{V} > |CG|$$

dove:

- I = momento di inerzia baricentrico minimo della sezione di galleggiamento;
- V = volume della parte immersa del cassone;
- $|CG|$ = distanza tra centro di carena e baricentro.
- δ = altezza metacentrica.

La relazione di cui sopra rappresenta la condizione per la quale il centro di gravità G deve trovarsi ad una quota inferiore rispetto al metacentro M, come mostrato nella seguente figura.

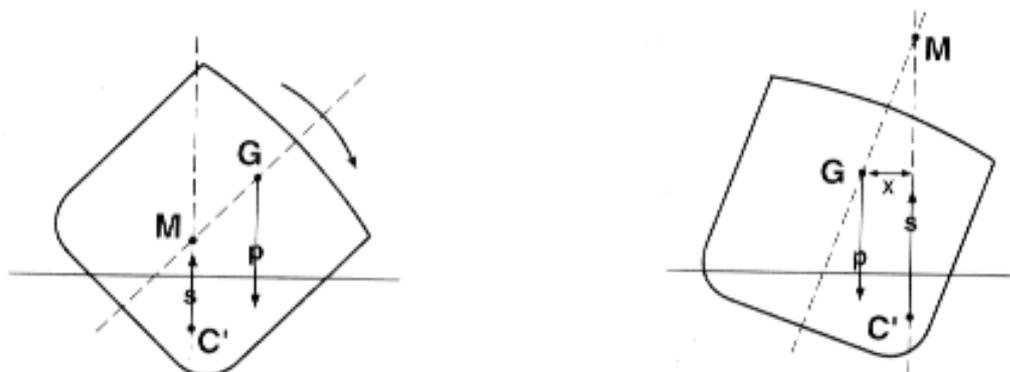
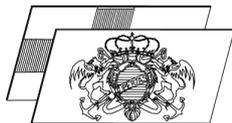


Figura 11.3 rappresentazione di condizioni di equilibrio instabile (sinistra) e stabile (a destra): per garantire la stabilità dell'equilibrio il metacentro M deve trovarsi ad una quota superiore rispetto al baricentro G

La procedura di verifica della stabilità al galleggiamento dei cassoni sarà pertanto la seguente:

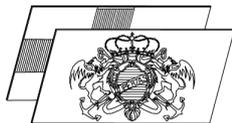
- Si valuta il valore dell'altezza metacentrica a cassone vuoto;
- Se questa risulta maggiore di 0 il cassone risulta stabile e non occorre apportare modifiche alla geometria o prevedere zavorramenti;
- Se l'altezza metacentrica risulta inferiore a 0 l'equilibrio risulta instabile. Occorre pertanto modificare la geometria del cassone o introdurre zavorre al fine di abbassare la quota del baricentro G. Nel caso di introduzione di zavorre liquide all'interno delle celle del cassone la condizione di equilibrio stabile si scrive:

$$\delta = \frac{I - \sum i}{V} > |CG|,$$

dove $\sum i$ rappresenta la sommatoria delle inerzie baricentriche minime delle sezioni di galleggiamento delle celle zavorrate.

Per ciascuna tipologia di cassone vengono valutate, con l'ausilio di un foglio elettronico, le seguenti caratteristiche:

- Calcolo della posizione del baricentro rispetto all'origine del sistema di riferimento, centrato sul lembo inferiore del centro planimetrico della platea;
- Verifica al galleggiamento mediante valutazione della profondità di immersione;
- Calcolo del centro di carena;
- Calcolo dell'altezza metacentrica;
- Valutazione della stabilità del galleggiamento;
- Calcolo dell'altezza di riempimento delle celle interne necessaria all'affondamento del cassone, supponendo di riempire con terreno.



11.3. Cassone tipo A1

Il cassone tipo A1 presenta le seguenti caratteristiche:

- Larghezza 8.8m;
- Lunghezza 27.95m;
- Quota di imbasamento: -7.50m s.l.m.m.

Si riportano immagini che ne descrivono la geometria:

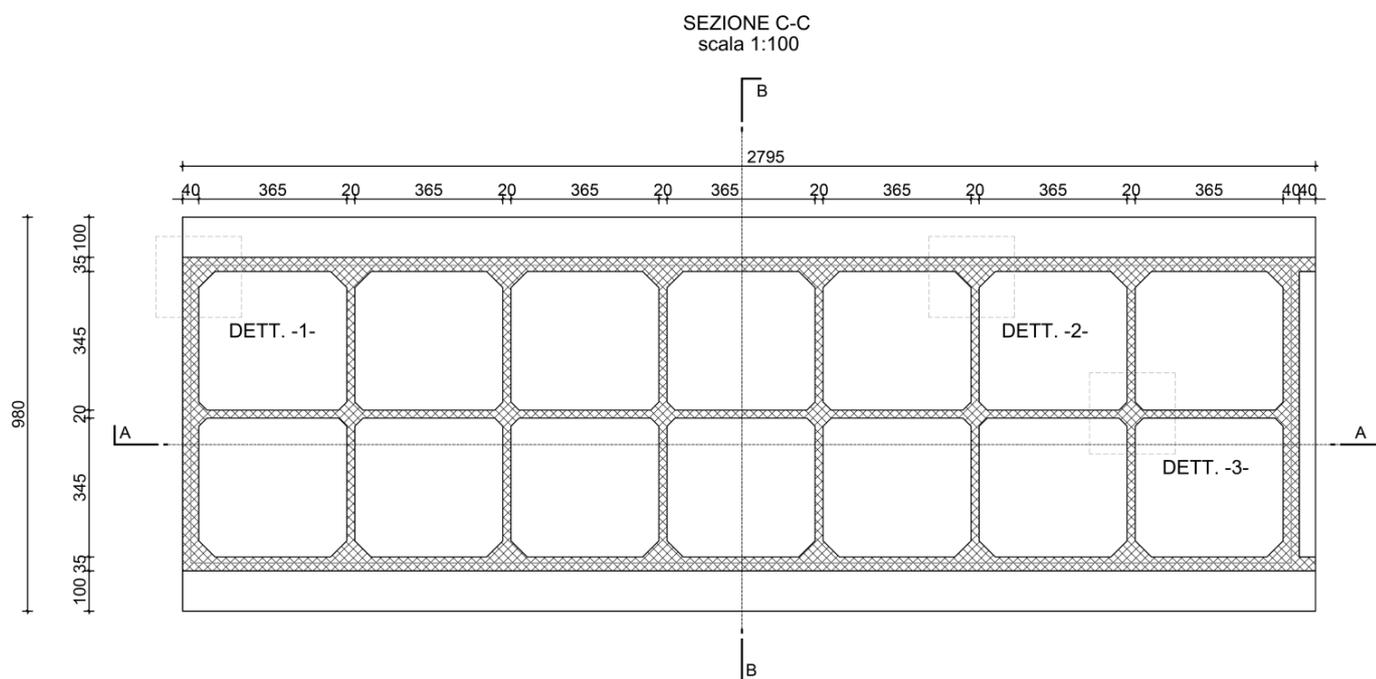


Figura 4 pianta

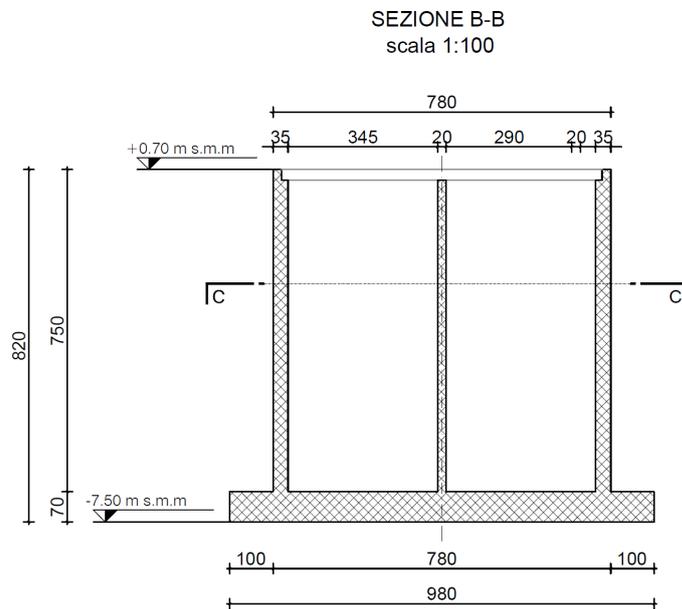


Figura 5 sezione trasversale

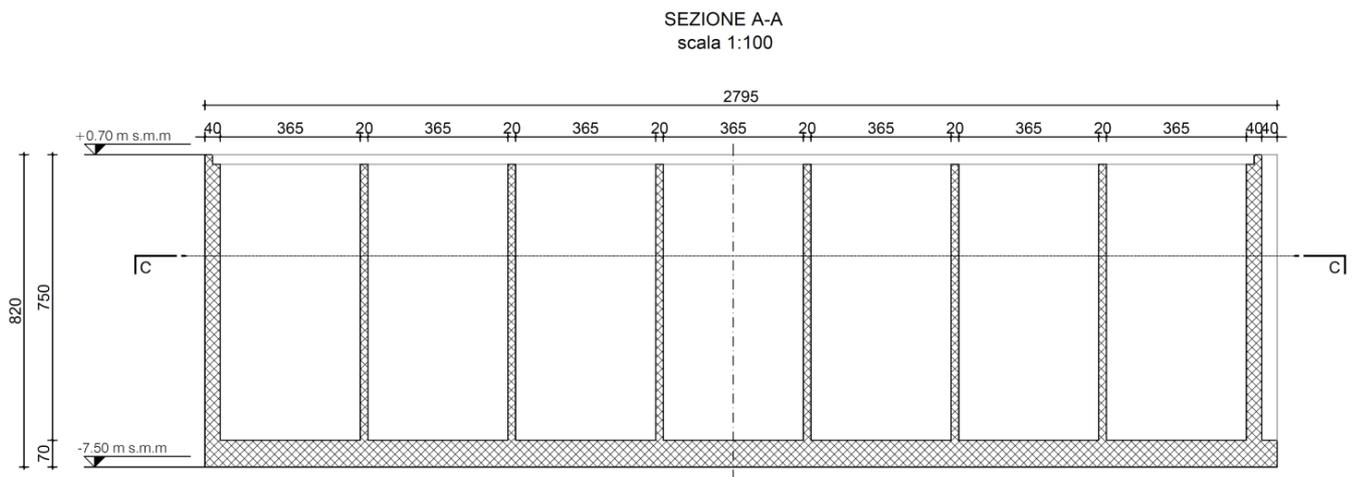


Figura 6 sezione longitudinale

Le verifiche di stabilità sono riportate di seguito:



DATI DI INPUT

CASSONE TIPO	A1				
H FUSTO	7,5 m	LUNGHEZZA	27,95 m	SP. PLATEA	0,7 m
QUOTA IMBAS.	-7,5 m	LARGHEZZA	9,8 m	LUNGH. CELLA	3,65 m
γ_{cls}	25 kN/m ³	N. CELLE	14	LARGH. CELLA	3,45 m

STABILITA' A CASSONE VUOTO

1 - CALCOLO PESO CASSONE VUOTO

DESCRIZIONE	VOLUME [m ³]	PESO [kN]	xg [m]	yg [m]	zg [m]	MSx [kNxm]	MSy [kNxm]	MSz [kNxm]
platea di fondo	191,7	4.793,4	0	0	0,35	-	-	1.677,70
pareti perim.	193,5	4.838,4	0	0	4,45	-	-	21.531,05
pareti long. Int.	41,0	1.025,6	0	0	4,45	-	-	4.564,03
pareti trasv. Int.	8,9	222,0	0	0	4,45	-	-	987,90
mensola lato dx.	19,6	489,1	0	4,4	0,35	-	2.152,15	171,19
mensola lato sx.	19,6	489,1	0	-4,4	0,35	-	-2.152,15	171,19
riempimento	0,0	-	0	0	0	-	-	-
TOTALE	474,3	11.857,7						29.103,06

2 - CALCOLO BARICENTRO CASSONE VUOTO

XG	0,00 m
YG	0,00 m
ZG	2,45 m

NB SISTEMA DI RIFERIMENTO CON ORIGINE AL LEMBO INFERIORE DEL CENTRO DELLA PLATEA

3 - CALCOLO VOLUME DI CARENA

peso cassone	11.857,74 kN
γ_{acqua}	10,25 kN/m ³
V,carena	1.156,85 m³

4 - CALCOLO AFFONDAMENTO CASSONE

DESCRIZIONE	largh. carena [m]	lungh. carena [m]	H immersa [m]	dislocamento [kN]
platea di fondo				1.965,30
mensola lato dx.				200,54
mensola lato sx.				200,54
carena	7,8	27,95	4,25	9.491,35
TOTALE				11.857,74 kN
AFFONDAMENTO				4,95 m
FRANCO FUORI ACQUA				2,55 m

5 - CALCOLO CENTRO DI SPINTA

XG	0,00 m
YG	0,00 m
ZG	2,41 m

NB SISTEMA DI RIFERIMENTO CON ORIGINE AL LEMBO INFERIORE DEL CENTRO DELLA PLATEA

6 - DISTANZA DAL BARICENTRO AL CENTRO DI SPINTA 7 - CALCOLO DEL RAGGIO METACENTRICO 8 - CALCOLO DELLA DISTANZA METACENTRICA

a	0,04 m	p	1,89 m	δ	1,85 stabile
---	--------	---	--------	----------	--------------

CONDIZIONI DI AFFONDAMENTO DEL CASSONE

9 - RIEMPIMENTO STABILIZZANTE

DESCRIZIONE	N. CELLE	LUNG. CELLA [m]	LARGH. CELLA [m]	ALTEZZA [m]	VOLUME [m ³]	γ [kN/m ³]	PESO [kN]	BRACCIO [m]	MSz [kNxm]
TERRENO	14	3,65	3,45	1,8	317,331	18	5.711,96	1,6	9.139,13

10 - CALCOLO BARICENTRO CASSONE CON ZAVORRA

XG	0,00 m
YG	0,00 m
ZG	2,18 m

NB SISTEMA DI RIFERIMENTO CON ORIGINE AL LEMBO INFERIORE DEL CENTRO DELLA PLATEA

11 - CALCOLO VOLUME DI CARENA

peso c. vuoto	11.857,74 kN
peso zavorra	5.711,96 kN
TOTALE	17.569,70 kN
γ_{acqua}	10,25 kN/m ³
V,carena	1.714,12 m³

12 - CALCOLO AFFONDAMENTO CASSONE

DESCRIZIONE	largh. carena [m]	lungh. carena [m]	H immersa [m]	dislocamento [kN]
platea di fondo				1.965,30
mensola lato dx.				200,54
mensola lato sx.				200,54
carena	7,8	27,95	6,80	15.203,31
TOTALE				17.569,70 kN
AFFONDAMENTO				7,50 m
FRANCO FUORI ACQUA				0,00 m

13 - CALCOLO CENTRO DI SPINTA

XG	11857,74 m
YG	0,00 m
ZG	3,69 m

NB SISTEMA DI RIFERIMENTO CON ORIGINE AL LEMBO INFERIORE DEL CENTRO DELLA PLATEA

14 - DISTANZA DAL BARICENTRO AL CENTRO DI SPINTA 15 - CALCOLO DEL RAGGIO METACENTRICO 16 - CALCOLO DELLA DISTANZA METACENTRICA

a	-1,51 m	p	1,18 m	δ	2,69 stabile
---	---------	---	--------	----------	--------------



11.4. Cassone tipo A2

Il cassone tipo A2 presenta le seguenti caratteristiche:

- Larghezza 8.8m;
- Lunghezza 16.00m;
- Quota di imbasamento: -7.50m s.l.m.m.

Si riportano immagini che ne descrivono la geometria:

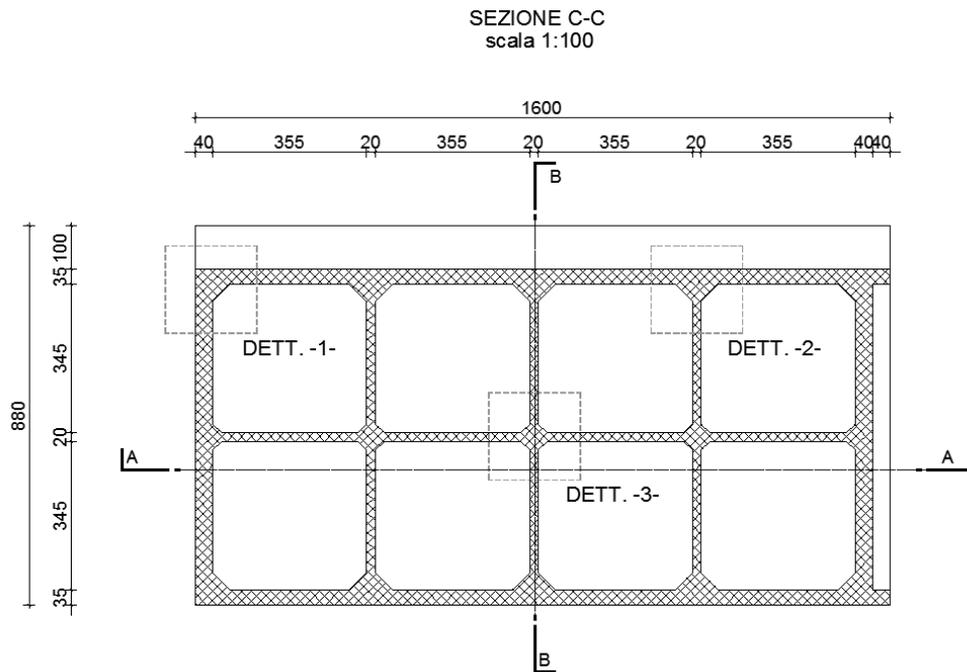


Figura 7 pianta



SEZIONE B-B
scala 1:100

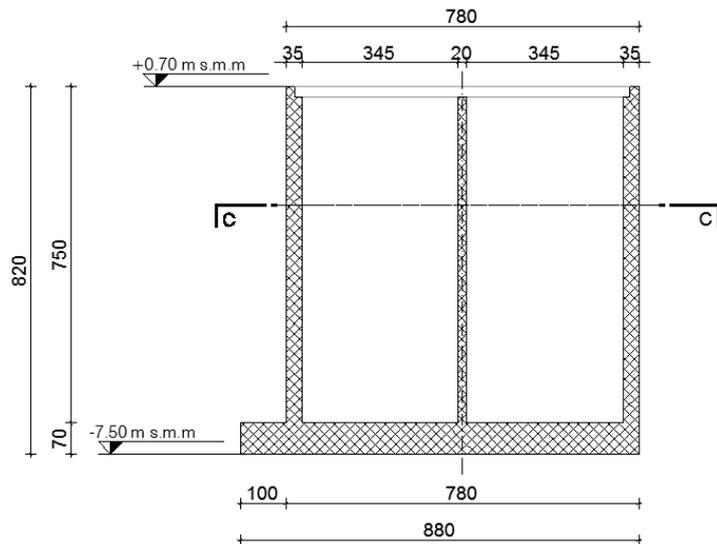


Figura 8 sezione trasversale

SEZIONE A-A
scala 1:100

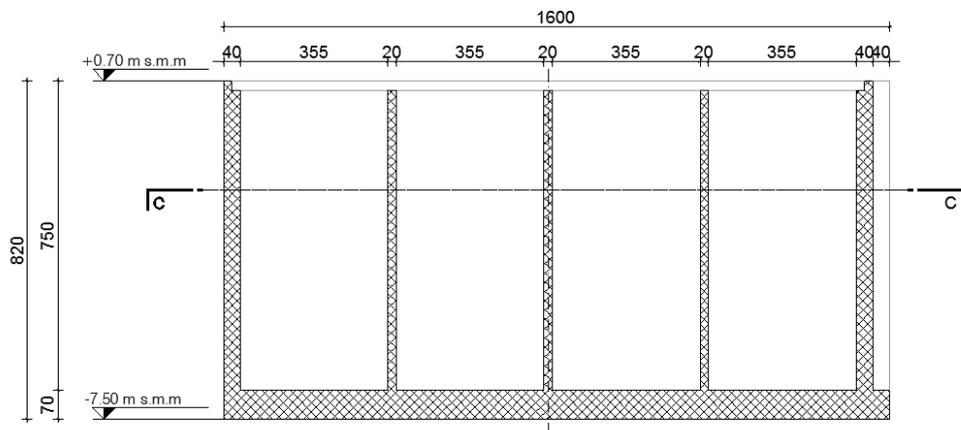


Figura 9 sezione longitudinale

Le verifiche di stabilità sono riportate di seguito:



DATI DI INPUT

CASSONE TIPO	A2		
H FUSTO	7,5 m	LUNGHEZZA	16 m
QUOTA IMBAS.	-7,5 m	LARGHEZZA	8,8 m
γ_{ds}	25 kN/m ³	N. CELLE	8
		LARGH. CELLA	3,45 m
		SP. PLATEA	0,7 m
		LUNGH. CELLA	3,55 m
		LARGH. CELLA	3,45 m

STABILITA' A CASSONE VUOTO

1 - CALCOLO PESO CASSONE VUOTO

DESCRIZIONE	VOLUME [m ³]	PESO [kN]	x _g [m]	y _g [m]	z _g [m]	MS _x [kNxm]	MS _y [kNxm]	MS _z [kNxm]
platea di fondo	98,6	2.464,0	0	0	0,35	-	-	862,40
pareti perim.	126,6	3.165,0	0	0	4,45	-	-	14.084,25
pareti long. int.	41,0	1.025,6	0	0	4,45	-	-	4.564,03
pareti trasv. int.	8,9	222,0	0	0	4,45	-	-	987,90
mensola lato dx.	0,0	-	0	0	0	-	-	-
mensola lato sx.	11,2	280,0	0	4,4	0,35	-	1.232,00	98,00
riempimento	0,0	-	0	0	0	-	-	-
TOTALE	286,3	7.156,6					1.232,00	20.596,58

2 - CALCOLO BARICENTRO CASSONE VUOTO

XG	0,00 m
YG	0,17 m
ZG	2,88 m

NB SISTEMA DI RIFERIMENTO CON ORIGINE AL LEMBO INFERIORE DEL CENTRO DELLA PLATEA

3 - CALCOLO VOLUME DI CARENA

peso cassone	7.156,63 kN
γ _{acqua}	10,25 kN/m ³
V_{carena}	698,21 m³

4 - CALCOLO AFFONDAMENTO CASSONE

DESCRIZIONE	largh. carena [m]	lungh. carena [m]	H immersa [m]	dislocamento [kN]
platea di fondo				1.010,24
mensola lato dx.				-
mensola lato sx.				114,80
carena	7,8	16	4,72	6.031,59
TOTALE				7.156,63 kN
				AFFONDAMENTO 5,42 m
				FRANCO FUORI ACQUA 2,08 m

5 - CALCOLO CENTRO DI SPINTA

XG	0,00 m
YG	0,17 m
ZG	2,67 m

NB SISTEMA DI RIFERIMENTO CON ORIGINE AL LEMBO INFERIORE DEL CENTRO DELLA PLATEA

6 - DISTANZA DAL BARICENTRO AL CENTRO DI SPINTA

a	0,20 m
---	--------

7 - CALCOLO DEL RAGGIO METACENTRICO

p	1,30 m
---	--------

8 - CALCOLO DELLA DISTANZA METACENTRICA

δ	1,10 stabile
---	--------------

CONDIZIONI DI AFFONDAMENTO DEL CASSONE

9 - RIEMPIMENTO STABILIZZANTE

DESCRIZIONE	N. CELLE	LUNG. CELLA [m]	LARGH. CELLA [m]	ALTEZZA [m]	VOLUME [m ³]	γ [kN/m ³]	PESO [kN]	BRACCIO	MS _z [kNxm]
TERRENO	8	3,55	3,45	1,51	147,9498	18	2.663,10	1,455	3.874,81

10 - CALCOLO BARICENTRO CASSONE CON ZAVORRA

XG	0,00 m
YG	0,17 m
ZG	2,49 m

NB SISTEMA DI RIFERIMENTO CON ORIGINE AL LEMBO INFERIORE DEL CENTRO DELLA PLATEA

11 - CALCOLO VOLUME DI CARENA

peso c. vuoto	7.156,63 kN
peso zavorra	2.663,10 kN
TOTALE	9.819,72 kN
γ _{acqua}	10,25 kN/m ³
V_{carena}	958,02 m³

12 - CALCOLO AFFONDAMENTO CASSONE

DESCRIZIONE	largh. carena [m]	lungh. carena [m]	H immersa [m]	dislocamento [kN]
platea di fondo				1.010,24
mensola lato dx.				-
mensola lato sx.				114,80
carena	7,8	16	6,80	8.694,68
TOTALE				9.819,72 kN
				AFFONDAMENTO 7,50 m
				FRANCO FUORI ACQUA 0,00 m

13 - CALCOLO CENTRO DI SPINTA

XG	7156,63 m
YG	0,00 m
ZG	3,71 m

NB SISTEMA DI RIFERIMENTO CON ORIGINE AL LEMBO INFERIORE DEL CENTRO DELLA PLATEA

14 - DISTANZA DAL BARICENTRO AL CENTRO DI SPINTA

a	-1,22 m
---	---------

15 - CALCOLO DEL RAGGIO METACENTRICO

p	0,85 m
---	--------

16 - CALCOLO DELLA DISTANZA METACENTRICA

δ	2,07 stabile
---	--------------



11.5. Cassone tipo B1

Il cassone tipo B1 presenta le seguenti caratteristiche:

- Larghezza 16.0m;
- Lunghezza 27.95m;
- Quota di imbasamento: -15.50m s.l.m.m.

Si riportano immagini che ne descrivono la geometria:

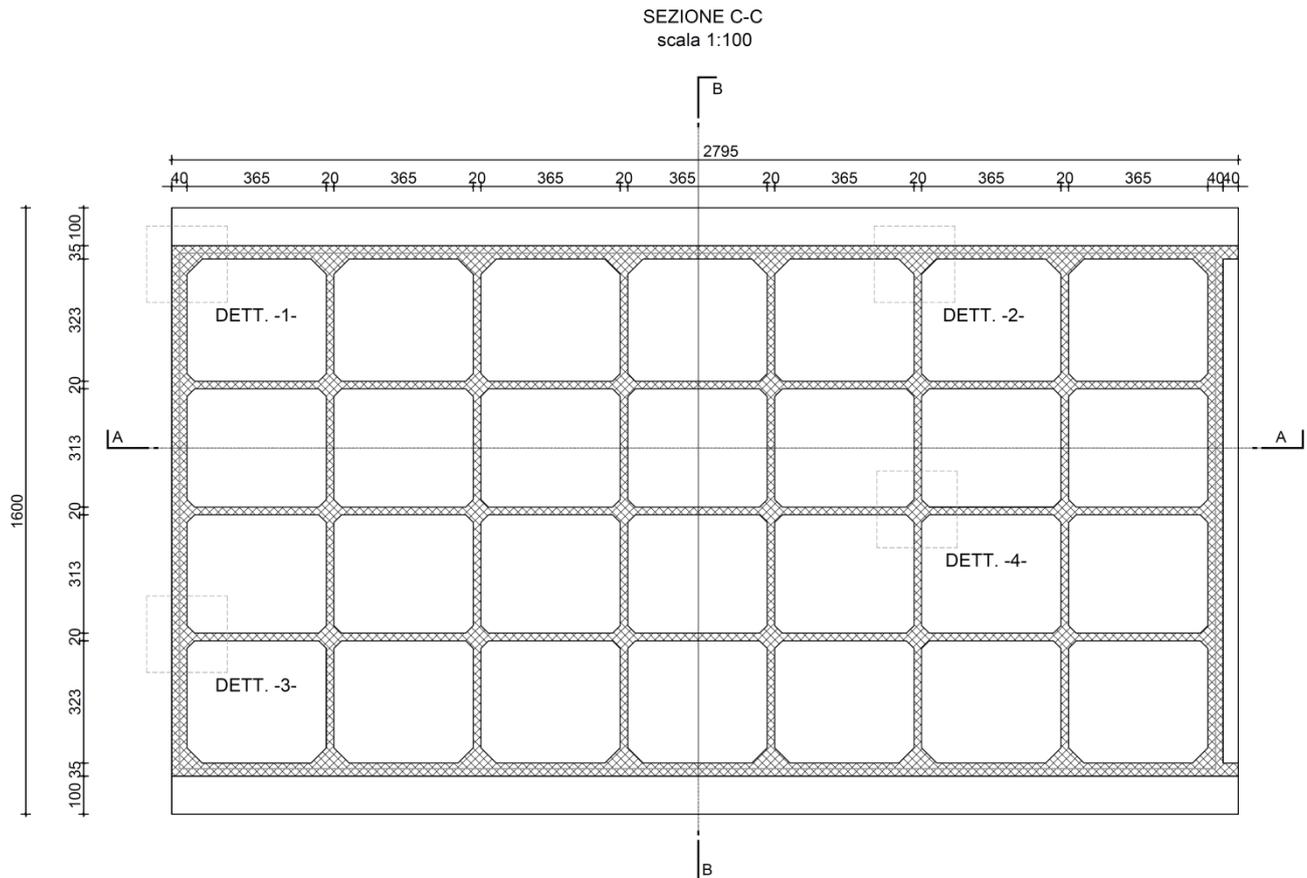


Figure 64 pianta

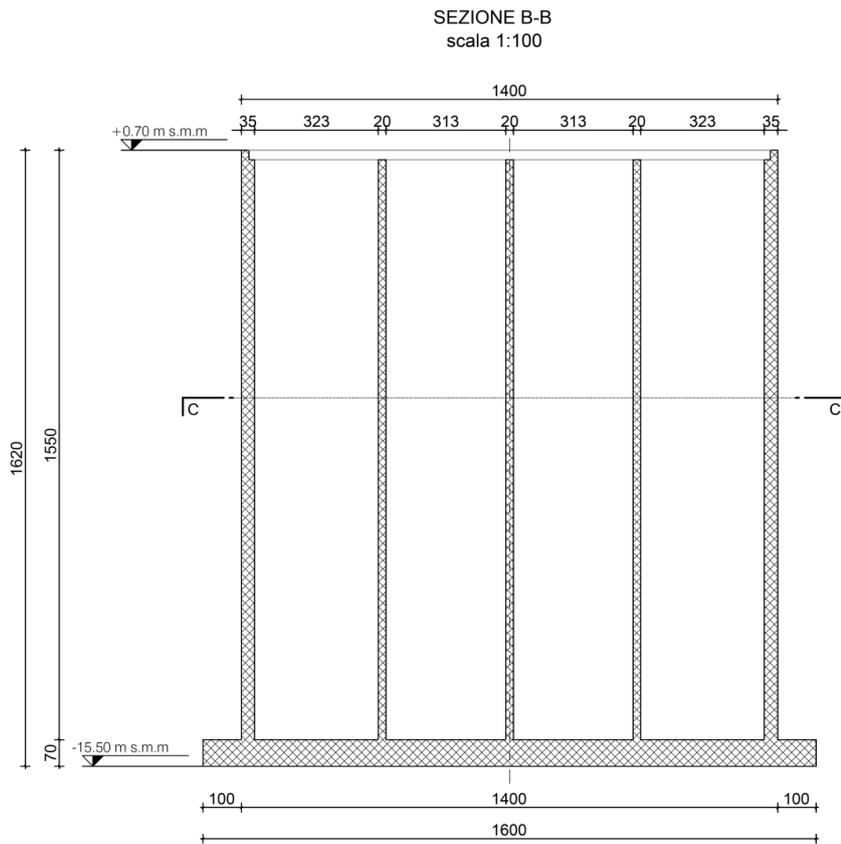


Figure 65 sezione trasversale

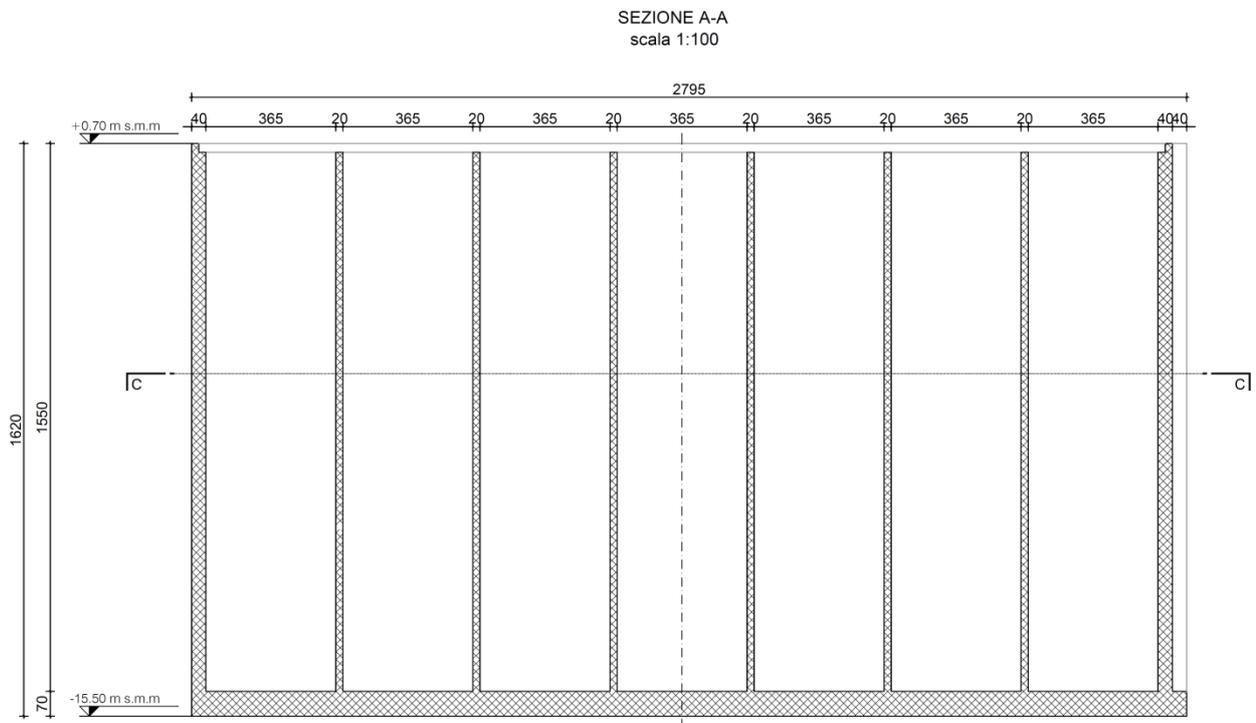


Figure 66 sezione longitudinale

Le verifiche di stabilità sono riportate di seguito:



DATI DI INPUT

CASSONE TIPO	B1		
H FUSTO	15,5 m	LUNGHEZZA	27,95 m
QUOTA IMBAS.	-15,5 m	LARGHEZZA	16 m
γ_{cls}	25 kN/m ³	N. CELLE	28
		LARGH. CELLA	3,18 m
		SP. PLATEA	0,7 m
		LUNGH. CELLA	3,65 m
		LARGH. CELLA	3,18 m

STABILITA' A CASSONE VUOTO

1 - CALCOLO PESO CASSONE VUOTO

DESCRIZIONE	VOLUME [m ³]	PESO [kN]	x _G [m]	y _G [m]	z _G [m]	MS _x [kN×m]	MS _y [kN×m]	MS _z [kN×m]
platea di fondo	313,0	7.826,0	0	0	0,35	-	-	2.739,10
pareti perim.	468,2	11.704,4	0	0	8,45	-	-	98.902,50
pareti long. Int.	252,5	6.312,4	0	0	8,45	-	-	53.339,57
pareti trasv. Int.	253,0	6.324,0	0	0	8,45	-	-	53.437,80
mensola lato dx.	19,6	489,1	0	-4,4	0,35	-	2.152,15	171,19
mensola lato sx.	19,6	489,1	0	4,4	0,35	-	2.152,15	171,19
riempimento	0,0	-	0	0	0	-	-	-
TOTALE	1.325,8	33.145,1						208.761,35

2 - CALCOLO BARICENTRO CASSONE VUOTO

XG	0,00 m
YG	0,00 m
ZG	6,30 m

NB SISTEMA DI RIFERIMENTO CON ORIGINE AL LEMBO INFERIORE DEL CENTRO DELLA PLATEA

3 - CALCOLO VOLUME DI CARENA

peso cassone	33.145,06 kN
γ _{acqua}	10,25 kN/m ³
V_{carena}	3.233,66 m³

4 - CALCOLO AFFONDAMENTO CASSONE

DESCRIZIONE	largh. carena [m]	lungh. carena [m]	H immersa [m]	dislocamento [kN]
platea di fondo				3.208,66
mensola lato dx.				200,54
mensola lato sx.				200,54
carena	14	27,95	7,36	29.535,32
TOTALE				33.145,06 kN
				8,06 m
				FRANCO FUORI ACQUA
				7,44 m

5 - CALCOLO CENTRO DI SPINTA

XG	0,00 m
YG	0,00 m
ZG	3,99 m

NB SISTEMA DI RIFERIMENTO CON ORIGINE AL LEMBO INFERIORE DEL CENTRO DELLA PLATEA

6 - DISTANZA DAL BARICENTRO AL CENTRO DI SPINTA

a	2,31 m
---	--------

7 - CALCOLO DEL RAGGIO METACENTRICO

ρ	2,95 m
---	--------

8 - CALCOLO DELLA DISTANZA METACENTRICA

δ	0,64 stabile
---	--------------

CONDIZIONI DI AFFONDAMENTO DEL CASSONE

9 - RIEMPIMENTO STABILIZZANTE

DESCRIZIONE	N. CELLE	LUNG. CELLA [m]	LARGH. CELLA [m]	ALTEZZA [m]	VOLUME [m ³]	γ [kN/m ³]	PESO [kN]	BRACCIO	MS _z [kN×m]
TERRENO	28	3,65	3,18	5,1	1657,4796	18	29.834,63	3,25	96.962,56

10 - CALCOLO BARICENTRO CASSONE CON ZAVORRA

XG	0,00 m
YG	0,00 m
ZG	4,85 m

NB SISTEMA DI RIFERIMENTO CON ORIGINE AL LEMBO INFERIORE DEL CENTRO DELLA PLATEA

11 - CALCOLO VOLUME DI CARENA

peso c. vuoto	33.145,06 kN
peso zavorra	29.834,63 kN
TOTALE	62.979,70 kN
γ _{acqua}	10,25 kN/m ³
V_{carena}	6.144,36 m³

12 - CALCOLO AFFONDAMENTO CASSONE

DESCRIZIONE	largh. carena [m]	lungh. carena [m]	H immersa [m]	dislocamento [kN]
platea di fondo				3.208,66
mensola lato dx.				200,54
mensola lato sx.				200,54
carena	14	27,95	14,80	59.369,95
TOTALE				62.979,70 kN
				15,50 m
				FRANCO FUORI ACQUA
				0,00 m

XG	33145,06 m
YG	0,00 m
ZG	7,71 m

NB SISTEMA DI RIFERIMENTO CON ORIGINE AL LEMBO INFERIORE DEL CENTRO DELLA PLATEA

14 - DISTANZA DAL BARICENTRO AL CENTRO DI SPINTA

a	-2,86 m
---	---------

15 - CALCOLO DEL RAGGIO METACENTRICO

ρ	1,51 m
---	--------

16 - CALCOLO DELLA DISTANZA METACENTRICA

δ	4,36 stabile
---	--------------



11.6. Cassone tipo B2

Il cassone tipo B2 presenta le seguenti caratteristiche:

- Larghezza 16.0m;
- Lunghezza 22.10m;
- Quota di imbasamento: -15.50m s.l.m.m.

Si riportano immagini che ne descrivono la geometria:

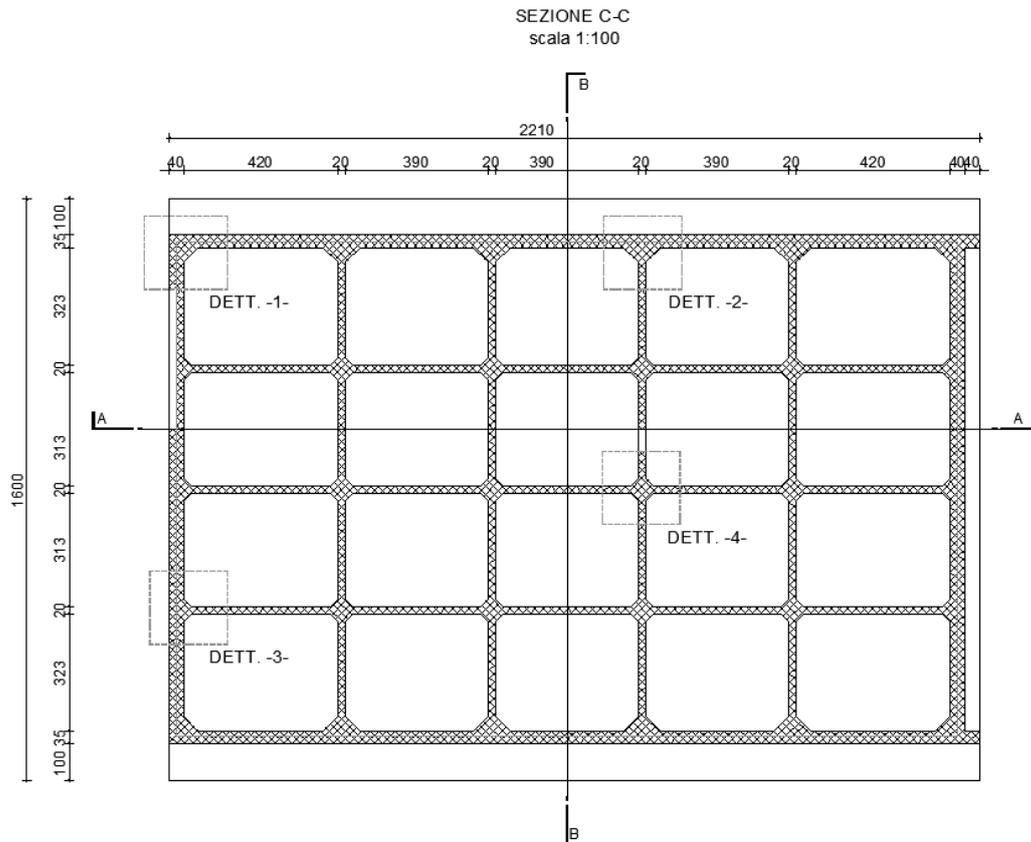


Figure 67 pianta

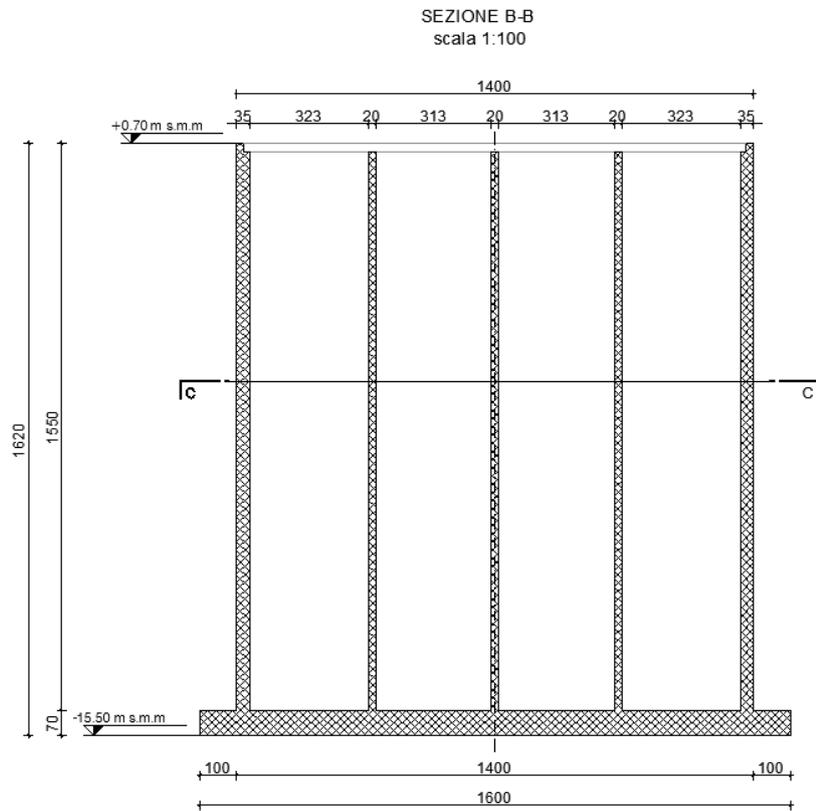


Figure 68 sezione trasversale

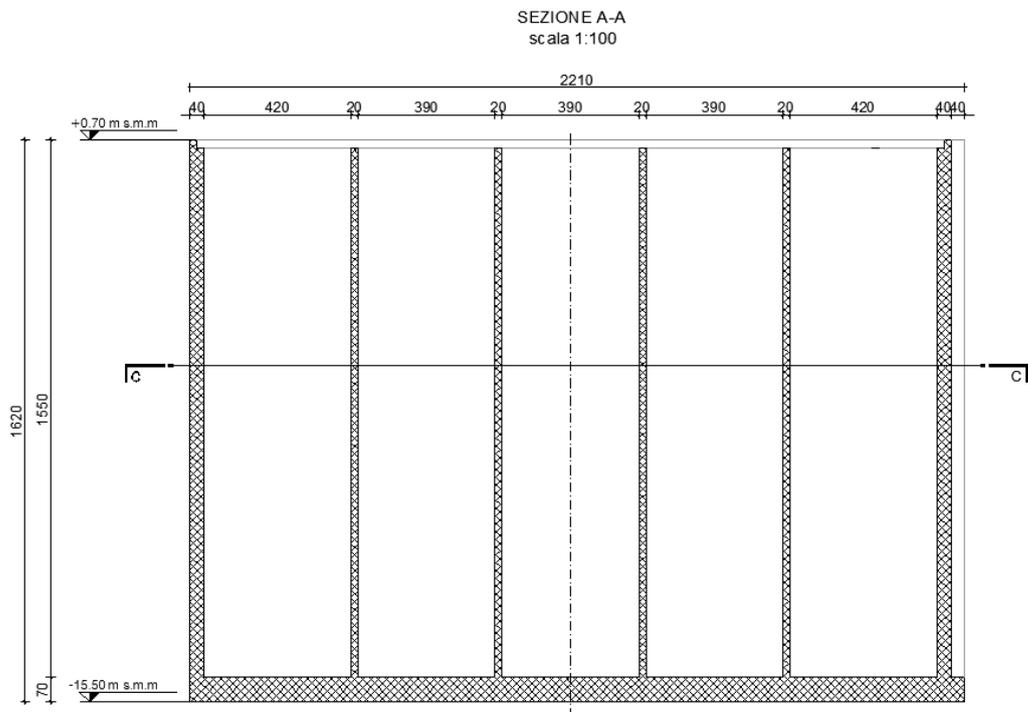


Figure 69 sezione longitudinale

Le verifiche di stabilità sono riportate di seguito:



DATI DI INPUT

CASSONE TIPO	B2				
H FUSTO	15,5 m	LUNGHEZZA	22,1 m	SP. PLATEA	0,7 m
QUOTA IMBAS.	-15,5 m	LARGHEZZA	16 m	LUNGH. CELLA	4,02 m
γ_ds	25 kN/m ³	N. CELLE	20	LARGH. CELLA	3,18 m

STABILITA' A CASSONE VUOTO

1 - CALCOLO PESO CASSONE VUOTO

DESCRIZIONE	VOLUME [m ³]	PESO [kN]	x _G [m]	y _G [m]	z _G [m]	MS _x [kN×m]	MS _y [kN×m]	MS _z [kN×m]
platea di fondo	247,5	6.188,0	0	0	0,35	-	-	2.165,80
pareti perim.	404,7	10.117,6	0	0	8,45	-	-	85.493,93
pareti long. Int.	198,1	4.952,3	0	0	8,45	-	-	41.846,51
pareti trasv. Int.	168,6	4.216,0	0	0	8,45	-	-	35.625,20
mensola lato dx.	15,5	386,8	0	-4,4	0,35	-	-1.701,70	135,36
mensola lato sx.	15,5	386,8	0	4,4	0,35	-	-1.701,70	135,36
riempimento	0,0	-	0	0	0	-	-	-
TOTALE	1.049,9	26.247,4						165.402,17

2 - CALCOLO BARICENTRO CASSONE VUOTO

X _G	0,00 m
Y _G	0,00 m
Z _G	6,30 m

NB SISTEMA DI RIFERIMENTO CON ORIGINE AL LEMBO INFERIORE DEL CENTRO DELLA PLATEA

3 - CALCOLO VOLUME DI CARENA

peso cassone	26.247,38 kN
γ _{acqua}	10,25 kN/m ³
V_{carena}	2.560,72 m³

4 - CALCOLO AFFONDAMENTO CASSONE

DESCRIZIONE	largh. carena [m]	lungh. carena [m]	H immersa [m]	dislocamento [kN]
platea di fondo				2.537,08
mensola lato dx.				158,57
mensola lato sx.				158,57
carena	14	22,1	7,38	23.393,16
TOTALE				26.247,38 kN
				8,08 m
				FRANCO FUORI ACQUA 7,42 m

5 - CALCOLO CENTRO DI SPINTA

X _G	0,00 m
Y _G	0,00 m
Z _G	4,00 m

NB SISTEMA DI RIFERIMENTO CON ORIGINE AL LEMBO INFERIORE DEL CENTRO DELLA PLATEA

6 - DISTANZA DAL BARICENTRO AL CENTRO DI SPINTA

a	2,30 m
---	--------

7 - CALCOLO DEL RAGGIO METACENTRICO

p	2,95 m
---	--------

8 - CALCOLO DELLA DISTANZA METACENTRICA

δ	0,64	stabile
---	------	---------

CONDIZIONI DI AFFONDAMENTO DEL CASSONE

9 - RIEMPIMENTO STABILIZZANTE

DESCRIZIONE	N. CELLE	LUNG. CELLA [m]	LARGH. CELLA [m]	ALTEZZA [m]	VOLUME [m ³]	γ [kN/m ³]	PESO [kN]	BRACCIO	MS _z [kN×m]
TERRENO	20	4,02	3,18	5,1	1307,76228	18	23.539,72	3,2575	76.680,64

10 - CALCOLO BARICENTRO CASSONE CON ZAVORRA

X _G	0,00 m
Y _G	0,00 m
Z _G	4,86 m

NB SISTEMA DI RIFERIMENTO CON ORIGINE AL LEMBO INFERIORE DEL CENTRO DELLA PLATEA

11 - CALCOLO VOLUME DI CARENA

peso c. vuoto	26.247,38 kN
peso zavorra	23.539,72 kN
TOTALE	49.787,10 kN
γ _{acqua}	10,25 kN/m ³
V_{carena}	4.857,28 m³

12 - CALCOLO AFFONDAMENTO CASSONE

DESCRIZIONE	largh. carena [m]	lungh. carena [m]	H immersa [m]	dislocamento [kN]
platea di fondo				2.537,08
mensola lato dx.				158,57
mensola lato sx.				158,57
carena	14	22,1	14,80	46.932,88
TOTALE				49.787,10 kN
				15,50 m
				FRANCO FUORI ACQUA 0,00 m

13 - CALCOLO CENTRO DI SPINTA

X _G	26247,38 m
Y _G	0,00 m
Z _G	7,71 m

NB SISTEMA DI RIFERIMENTO CON ORIGINE AL LEMBO INFERIORE DEL CENTRO DELLA PLATEA

14 - DISTANZA DAL BARICENTRO AL CENTRO DI SPINTA

a	-2,85 m
---	---------

15 - CALCOLO DEL RAGGIO METACENTRICO

p	1,51 m
---	--------

16 - CALCOLO DELLA DISTANZA METACENTRICA

δ	4,35	stabile
---	------	---------



11.7. Cassone tipo B3

Il cassone tipo B3 presenta le seguenti caratteristiche:

- Larghezza 16.0m;
- Lunghezza 19.00m;
- Quota di imbasamento: -15.50m s.l.m.m.

Si riportano immagini che ne descrivono la geometria:

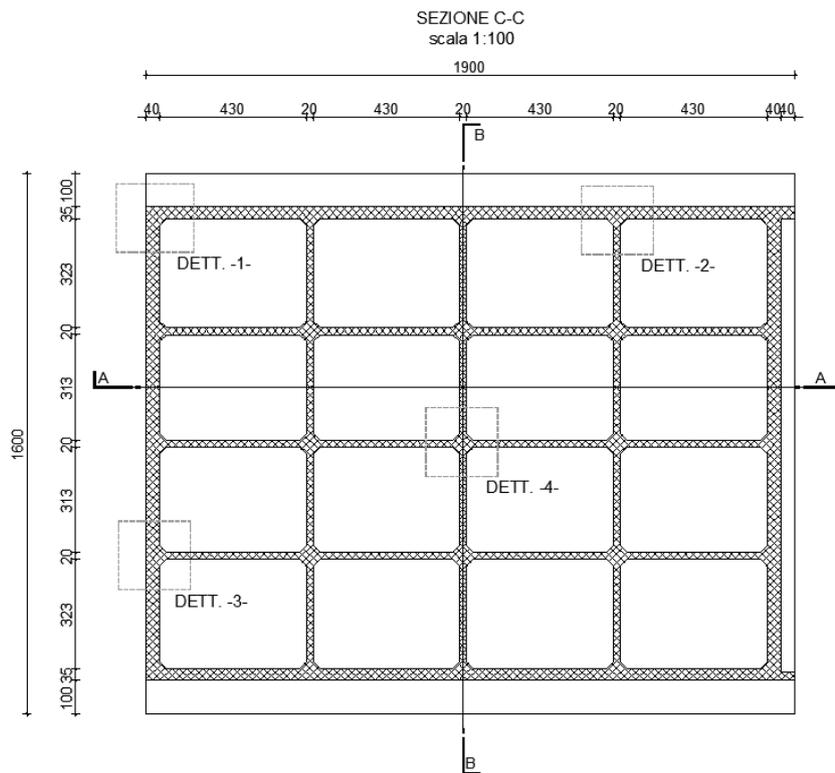


Figure 70 pianta

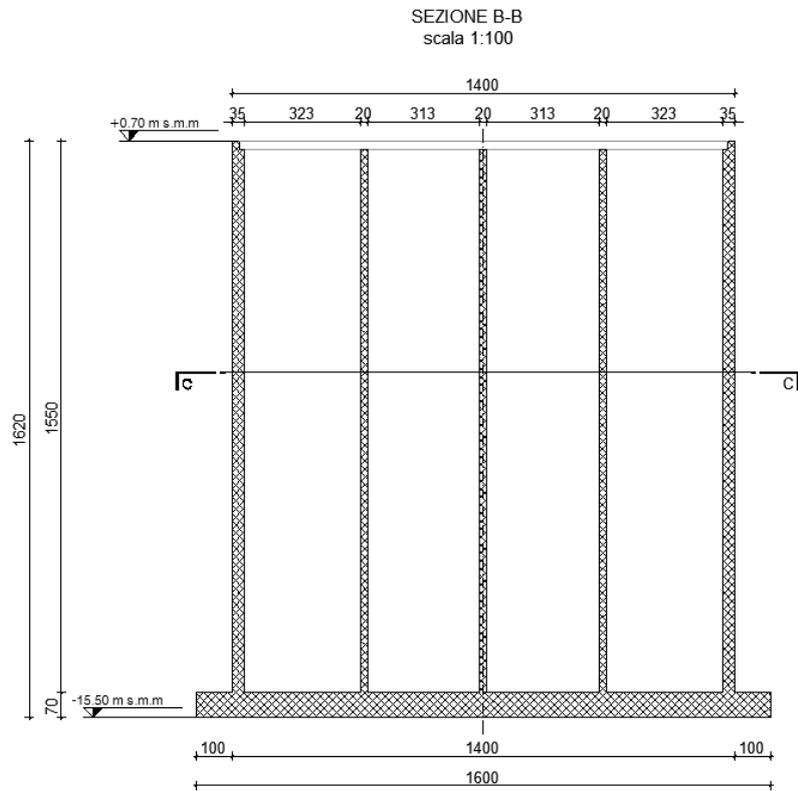


Figure 71 sezione trasversale

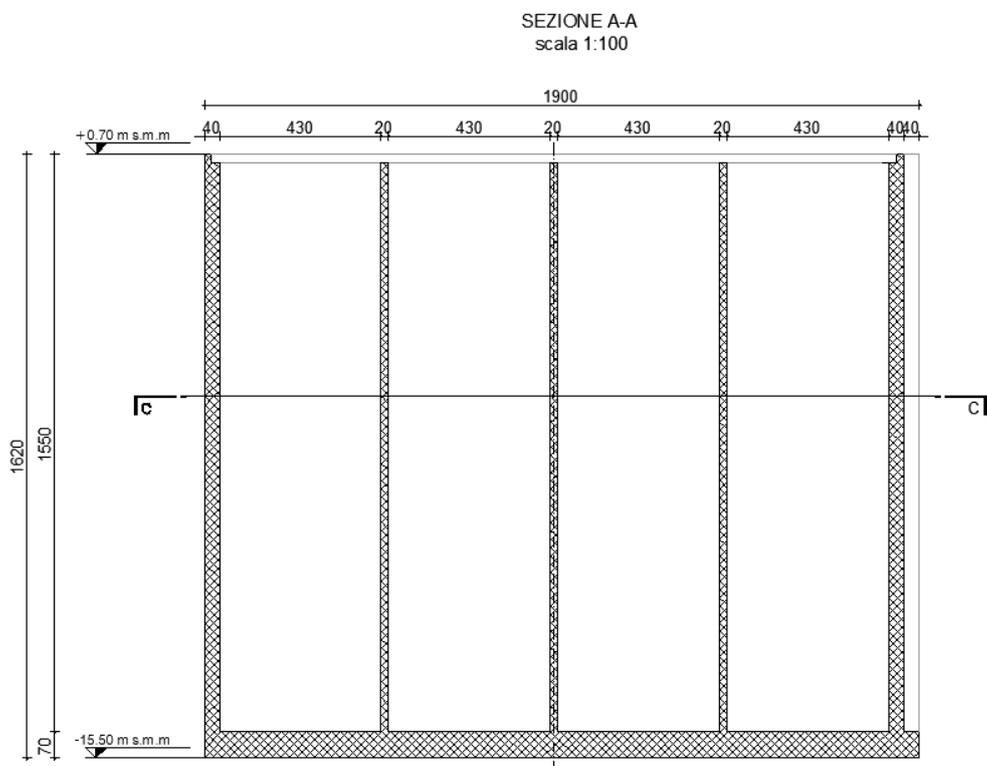


Figure 72 sezione longitudinale

Le verifiche di stabilità sono riportate di seguito:



DATI DI INPUT

CASSONE TIPO	B3				
H FUSTO	15,5 m	LUNGHEZZA	19 m	SP. PLATEA	0,7 m
QUOTA IMBAS.	-15,5 m	LARGHEZZA	16 m	LUNGH. CELLA	4,3 m
γ_{cls}	25 kN/m ³	N. CELLE	16	LARGH. CELLA	3,18 m

STABILITA' A CASSONE VUOTO

1 - CALCOLO PESO CASSONE VUOTO

DESCRIZIONE	VOLUME [m ³]	PESO [kN]	xg [m]	yg [m]	zg [m]	MSx [kNxm]	MSy [kNxm]	MSz [kNxm]
platea di fondo	212,8	5.320,0	0	0	0,35	-	-	1.862,00
pareti perim.	371,1	9.276,8	0	0	8,45	-	-	78.388,54
pareti long. Int.	169,3	4.231,5	0	0	8,45	-	-	35.756,18
pareti trasv. Int.	126,5	3.162,0	0	0	8,45	-	-	26.718,90
mensola lato dx.	13,3	332,5	0	-4,4	0,35	-	1.463,00	116,38
mensola lato sx.	13,3	332,5	0	4,4	0,35	-	1.463,00	116,38
riempimento	0,0	-	0	0	0	-	-	-
TOTALE	906,2	22.655,3						142.958,36

2 - CALCOLO BARICENTRO CASSONE VUOTO

XG	0,00 m
YG	0,00 m
ZG	6,31 m

NB SISTEMA DI RIFERIMENTO CON ORIGINE AL LEMBO INFERIORE DEL CENTRO DELLA PLATEA

3 - CALCOLO VOLUME DI CARENA

peso cassone	22.655,25 kN
γ_{acqua}	10,25 kN/m ³
V,carena	2.210,27 m³

4 - CALCOLO AFFONDAMENTO CASSONE

DESCRIZIONE	largh. carena [m]	lungh. carena [m]	H immersa [m]	dislocamento [kN]
platea di fondo				2.181,20
mensola lato dx.				136,33
mensola lato sx.				136,33
carena	14	19	7,41	20.201,40
TOTALE				22.655,25 kN
AFFONDAMENTO				8,11 m
FRANCO FUORI ACQUA				7,39 m

5 - CALCOLO CENTRO DI SPINTA

XG	0,00 m
YG	0,00 m
ZG	4,02 m

NB SISTEMA DI RIFERIMENTO CON ORIGINE AL LEMBO INFERIORE DEL CENTRO DELLA PLATEA

6 - DISTANZA DAL BARICENTRO AL CENTRO DI SPINTA

a	2,30 m
---	--------

7 - CALCOLO DEL RAGGIO METACENTRICO

p	2,93 m
---	--------

8 - CALCOLO DELLA DISTANZA METACENTRICA

δ	0,64	stabile
----------	------	---------

CONDIZIONI DI AFFONDAMENTO DEL CASSONE

9 - RIEMPIMENTO STABILIZZANTE

DESCRIZIONE	N. CELLE	LUNG. CELLA [m]	LARGH. CELLA [m]	ALTEZZA [m]	VOLUME [m ³]	γ [kN/m ³]	PESO [kN]	BRACCIO [m]	MSz [kNxm]
TERRENO	16	4,3	3,18	5,1	1120,17408	18	20.163,13	3,26	65.731,82

10 - CALCOLO BARICENTRO CASSONE CON ZAVORRA

XG	0,00 m
YG	0,00 m
ZG	4,87 m

NB SISTEMA DI RIFERIMENTO CON ORIGINE AL LEMBO INFERIORE DEL CENTRO DELLA PLATEA

11 - CALCOLO VOLUME DI CARENA

peso c. vuoto	22.655,25 kN
peso zavorra	20.163,13 kN
TOTALE	42.818,38 kN
γ_{acqua}	10,25 kN/m ³
V,carena	4.177,40 m³

12 - CALCOLO AFFONDAMENTO CASSONE

DESCRIZIONE	largh. carena [m]	lungh. carena [m]	H immersa [m]	dislocamento [kN]
platea di fondo				2.181,20
mensola lato dx.				136,33
mensola lato sx.				136,33
carena	14	19	14,80	40.364,53
TOTALE				42.818,38 kN
AFFONDAMENTO				15,50 m
FRANCO FUORI ACQUA				0,00 m

13 - CALCOLO CENTRO DI SPINTA

XG	22655,25 m
YG	0,00 m
ZG	7,71 m

NB SISTEMA DI RIFERIMENTO CON ORIGINE AL LEMBO INFERIORE DEL CENTRO DELLA PLATEA



12. DIMENSIONAMENTO DEL SISTEMA DI ALLONTANAMENTO DELLE ACQUE MARINE IN FASE DI RIEMPIMENTO DELLA COLMATA

12.1. Premessa

Nel presente capitolo sono analizzati gli aspetti relativi al sistema di allontanamento delle acque marine durante la fase di riempimento della colmata, durante la quale vi è la necessità di smaltire il volume d'acqua che verrà occupato dal terreno stoccato.

Il sistema di allontanamento delle acque adottato è il seguente:

- Sulla sommità dei cassoni, per un tratto di 150 m, verrà posizionato un muro di sostegno con sommità + 2.30 m s.m.m.. Alla base di tale manufatto è posizionata una tubazione passante l'elevazione del muro DN 315 in pvc. L'asse della tubazione è posizionata a quota +1.15 m s.m.m..
- la tubazione scarica sul fondo del mare a quota - 13.80 m s.m.m.;
- le tubazioni sono posizionate ad interasse pari a 5 m.

Il funzionamento del sistema di allontanamento delle acque è di seguito descritto:

1. il riempimento della colmata aumenta il livello idrico dell'acqua all'interno della colmata;
2. una volta che l'acqua supera la quota di fondo delle tubazioni l'acqua comincia a defluirvi attraverso e scaricare in mare.

Le opere sono dimensionate in modo tale che la capacità di smaltimento dell'acqua dalle tubazioni sia sempre superiore alla massima portata che vi entra. In tale maniera il livello dell'acqua all'interno della colmata è sempre sotto controllo, stando sempre ben al di sotto del limite superiore del muro e degli arginelli, posizionati al di sopra dei cassoni.

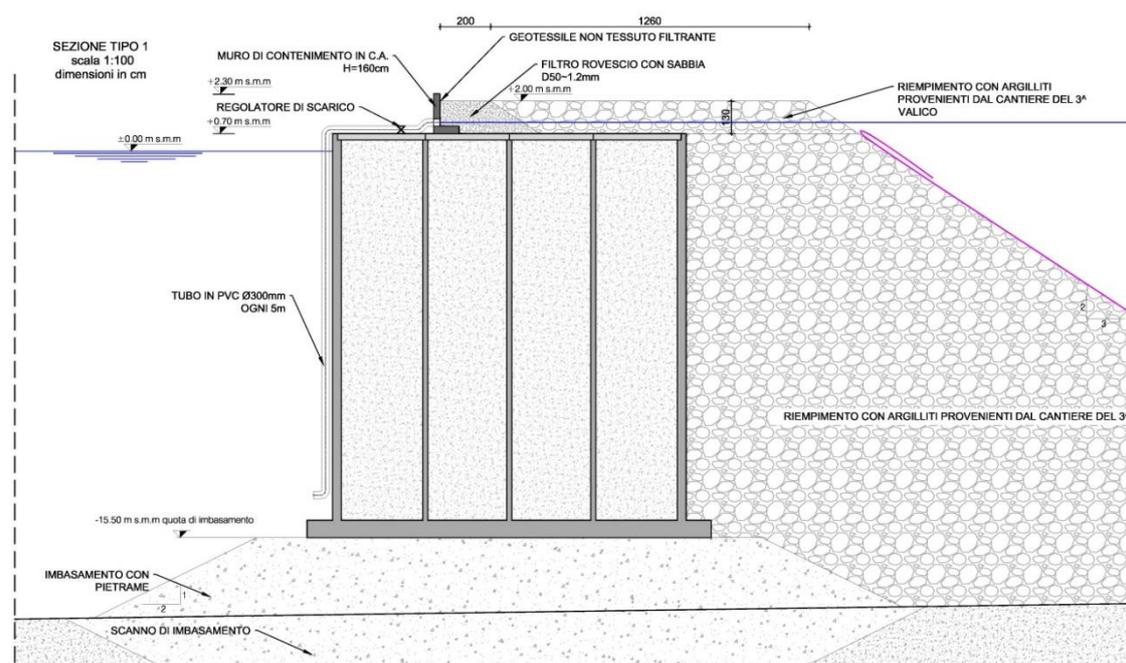


Figura 73: sistema di smaltimento delle acque dalla colmata



Nel seguito verranno analizzati i seguenti aspetti:

- calcolo della capacità di smaltimento delle tubazioni;
- determinazione della massima portata in ingresso alla colmata e verifica capacità di allontanamento del sistema previsto.

12.2. Calcolo della massima capacità di smaltimento delle acque

La portata uscente da ogni singola tubazione varia in funzione del dislivello dell'acqua fra monte e valle del muro.

Il livello del mare a valle del muro di coronamento è pari a 0.0 m s.m.m.. A favore di sicurezza si considera nelle formulazioni successive un livello pari a 0.7 m s.m.m., pari al livello sommitale dei cassoni.

La condotta è lunga 20 m.

Quando il livello a monte della tubazione raggiunge un valore superiore a $1.5d =$ circa 45 cm, il sistema funziona in pressione.

In tale caso la portata uscente dalla tubazione è esprimibile con la seguente formulazione:

$$Q/A = \frac{\sqrt{2gH}}{\sqrt{\zeta_i + fl/d}}$$

Dove:

Q = portata uscente dalla tubazione;

A = area della tubazione $\pi d^2/4$;

H = carico disponibile;

ζ_i = perdite di carico localizzate, imbocco, sbocco, e curve;

f = coefficiente di resistenza;

l = lunghezza della condotta;

d = diametro interno della tubazione.

Utilizzando la formulazione di Strickler, il termine fl/d può esprimersi come:

$$fl/d = 2gl / (ks^2 Rh^{4/3})$$



Si riporta di seguito il calcolo della portata uscente dalla tubazione, nel caso in esame:

Caratteristiche tubazione			
diámetro esterno	Dest	m	0,315
spessore	sp	m	0,0092
diámetro interno	Dint	m	0,2966
lunghezza condotta	L	m	20
Coefficiente di Strikler	ks	m ^{1/3}	100
Raggio idraulico	Rh	m	0,07415
accelerazione di gravità	g	m/sec ²	9,81
fl/d			1,25964294

Perdite di carico concentrate			
Imbocco	e		0,5
curva a 90°	e		0,5
n curve a 90°			2
curva 45°-60°	e		0,24
n curve a 45°-60°			2
sbocco	e		1

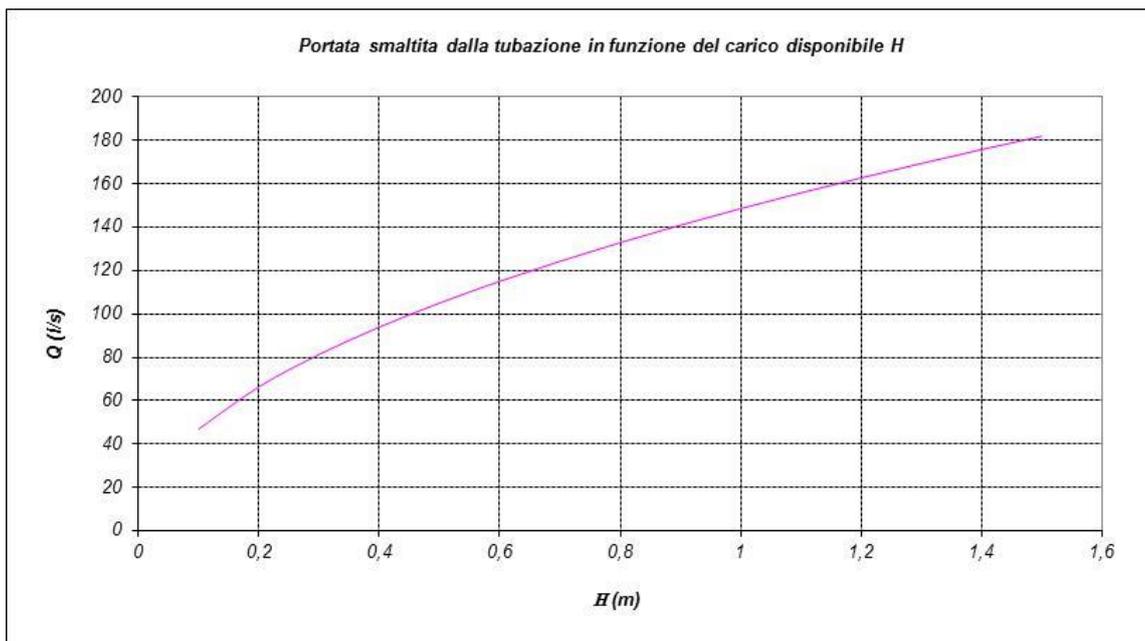


Figura 74: scala delle portate di goni singola tubazione



Con livello dell'acqua a monte della tubazione pari a 45 cm da fondo tubo, e livello a valle pari alla quota di sommità del cassone (0.7 m s.m.m.) il carico disponibile è pari a 75 cm.

Per tale valore di H, la portata uscente da ogni singola tubazione è pari a 115 l/sec.

Il numero delle tubazioni presenti è pari a:

$$n = 150/5 = 30 \text{ tubazioni.}$$

12.3. Calcolo della massima portata in ingresso

All'interno della colmata verrà stoccata una quantità di materiale pari a circa 2000 m³ al giorno.

Ipotizzando un indice dei vuoti e del materiale in ingresso pari a 0.3, la porosità è pari a:

$$n = e/(1+e) = 0.23$$

la porosità è pari al rapporto fra il volume dei vuoti e il volume totale. Il volume dei vuoti è quindi pari a:

$$V_v = V \times n = 2000 \times 0.23 = 460 \text{ m}^3.$$

La massa d'acqua che esce dalla colmata è quindi pari a:

$$V_w = 2000 - 460 = 1540 \text{ m}^3/\text{giorno.}$$

Si considera, cautelativamente, una quantità di acqua in arrivo doppia, 3000 m³/giorno circa, scaricata nella colmata in un tempo pari a mezza giornata lavorativa, 4 ore.

La portata in ingresso è quindi pari a:

$$Q_{in} = 3000 \times 1000 / (4 \times 3600) = 208 \text{ l/sec.}$$

Tale portata è facilmente allontanata dalle tubazioni previste, anche considerano che una parte di esse possa con il tempo intasarsi.