CAP ACQUA CHE GENERA FUTURO

COMUNE DI PADERNO DUGNANO (MI)

ATO Città Metropolitana Milano

PROGETTO ESECUTIVO

PARCO DELL'ACQUA

RELAZIONE SISMICA E SULLE STRUTTURE

R.U.P

Ing. Davide Chiuch - CAP Holding S.p.A.

PROGETTISTA

Ing. Marco Callerio - CAP Holding S.p.A.

RESPONSABILE INTEGRAZIONE OPERE SPECIALISTICHE

Ing. Marco Cottino – J+S S.p.A.

J+S

G26-9315-PE-R-STR-001-C-RSP

GIUGNO 2026

SOMMARIO

1 PREMESSA 4
2 DESCRIZIONE DELLE OPERE IN PROGETTO 4
3 NORMATIVA DI RIFERIMENTO 11
4 CLASSE D'USO E VITA NOMINALE DELL'OPERA 12
5 MATERIALI 13
5.1 Durabilità dei materiali 13
5.2 Caratteristiche materiali 17
5.2.1 Calcestruzzo 17
5.2.2 Acciaio per armature ordinarie 17
6 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DELL'AREA 18
6.1 Indagini geognostiche 18
6.2 Modello geologico-geotecnico 19
7 CARATTERIZZAZIONE SISMICA 20
8 CRITERI DI CALCOLO 21
8.1 Codici di calcolo 21
8.2 Convenzioni generali 21
9 MODELLO DI CALCOLO 22
9.1 Modello di calcolo agli elementi finiti 22
9.1.1 Caratterizzazione del terreno 24
10 ANALISI DEI CARICHI 26
10.1 Pesi propri 26
10.2 Sovraccarichi permanenti 26
10.3 Spinta del terreno in condizioni statiche 29
10.4 Azione variabile (traffico e folla) 30
10.5 Spinta laterale azione variabile 35
10.6 Azione variabile: spinta dell'acqua 38
10.7 Spinta del terreno in condizioni sismiche 40
10.8 Forze inerziali strutturali 41
11 COMBINAZIONI DI CARICO 42
11.1 Coefficienti parziali di sicurezza e coefficienti di combinazione 43

12 RISULTATI DELLE ANALISI 45

12.1 Manufatto di sfioro 45
12.1.1 Soletta di fondazione 45
12.1.2 Soletta di Copertura 51
12.1.3 Pareti 57
12.2 Manufatto di sollevamento 63
12.2.1 Soletta di fondazione 63
12.2.2 Soletta di Copertura 68
12.2.3 Pareti 73
12.3 Pozzetto ripartitore 77
12.3.1 Soletta di fondazione 77
12.3.2 Soletta di Copertura 79
12.3.3 Pareti 82
12.4 Pozzetto di curva 85
12.4.1 Soletta di fondazione 85
12.4.2 Soletta di Copertura 87
12.4.3 Pareti 90

13 CRITERI DI VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI 93

13.1 Verifiche di stato limite ultimo 93
13.1.1 Pressoflessione 93
13.1.2 Taglio 93
13.2 Verifiche di stato limite di esercizio 95
13.2.1 Fessurazione 95
13.2.2 Limitazioni delle tensioni 96

14 CRITERI DI VERIFICA GEOTECNICA 97

14.1 Verifica di capacità portante 97

15 VERIFICHE STRUTTURALI 99

15.1 Manufatto sfioratore 99
15.2 Manufatto di sollevamento 105
15.3 Pozzetto ripartitore 110

16 VERIFICHE GEOTECNICHE 116

16.1 Manufatto sfioratore 118
16.2 Manufatto di sollevamento 119
16.3 Pozzetto ripartitore 120

1 PREMESSA

La presente relazione riporta i criteri di dimensionamento e verifica dei manufatti scatolari previsti nell'ambito del progetto esecutivo per la realizzazione del Parco dell'Acqua nel Comune di Paderno Dugnano (MI).

2 DESCRIZIONE DELLE OPERE IN PROGETTO

Le opere descritte nella presente relazione riguardano la realizzazione di n.4 manufatti interrati in calcestruzzo armato gettato in opera.

Considerata la loro ubicazione, il dimensionamento strutturale degli elementi è stato eseguito tenendo conto dei sovraccarichi derivanti dal traffico veicolare e dai carichi accidentali (folla), in conformità a quanto stabilito dalle Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2018) e dalla relativa Circolare esplicativa.

Le strutture in progetto sono le seguenti:

- Manufatto di sfioro
- Manufatto di sollevamento
- Pozzetto ripartitore
- Pozzetto di curva

Per il manufatto di sfioro sono previsti i seguenti spessori strutturali: fondazione di 50 cm, pareti e copertura di 35 cm. Per gli altri manufatti, la fondazione sarà realizzata con spessore di 35 cm, mentre pareti e copertura avranno uno spessore di 30 cm.

L'accesso alle camerette sarà garantito mediante botole in calcestruzzo armato gettate in opera. Tali botole saranno dimensionate per sopportare il transito veicolare (nel caso del manufatto di sfioro) e il sovraccarico dovuto alla presenza di folla.

- *MANUFATTO DI SFIORO*:

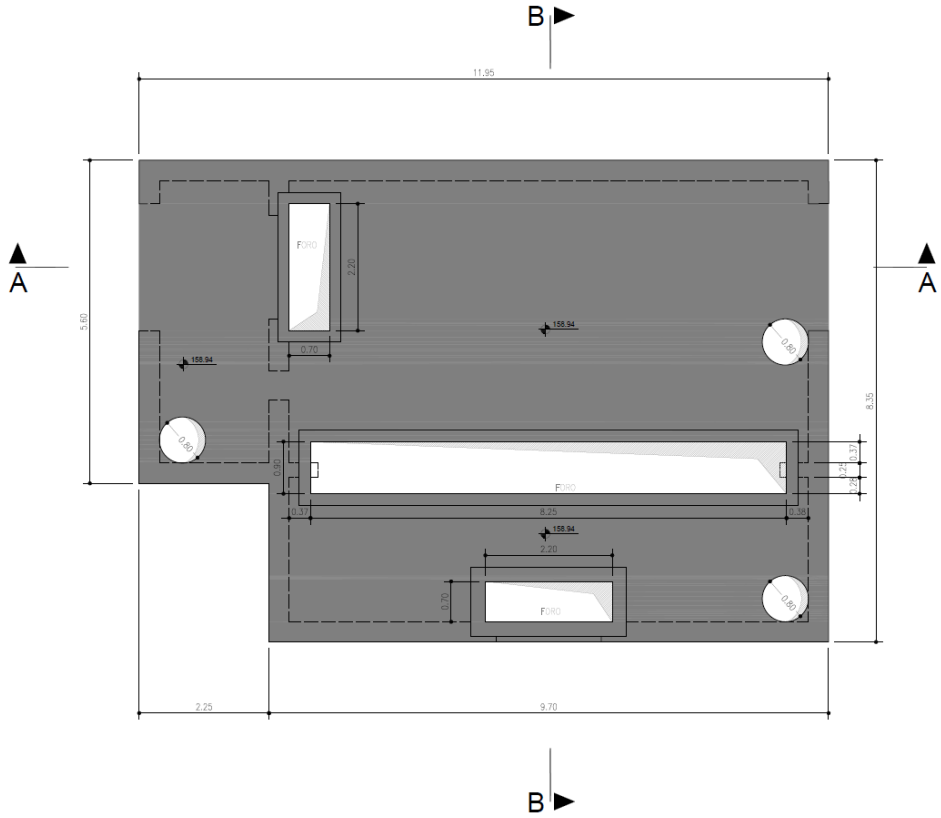


Figura 1 – Pianta copertura manufatto di sfioro.

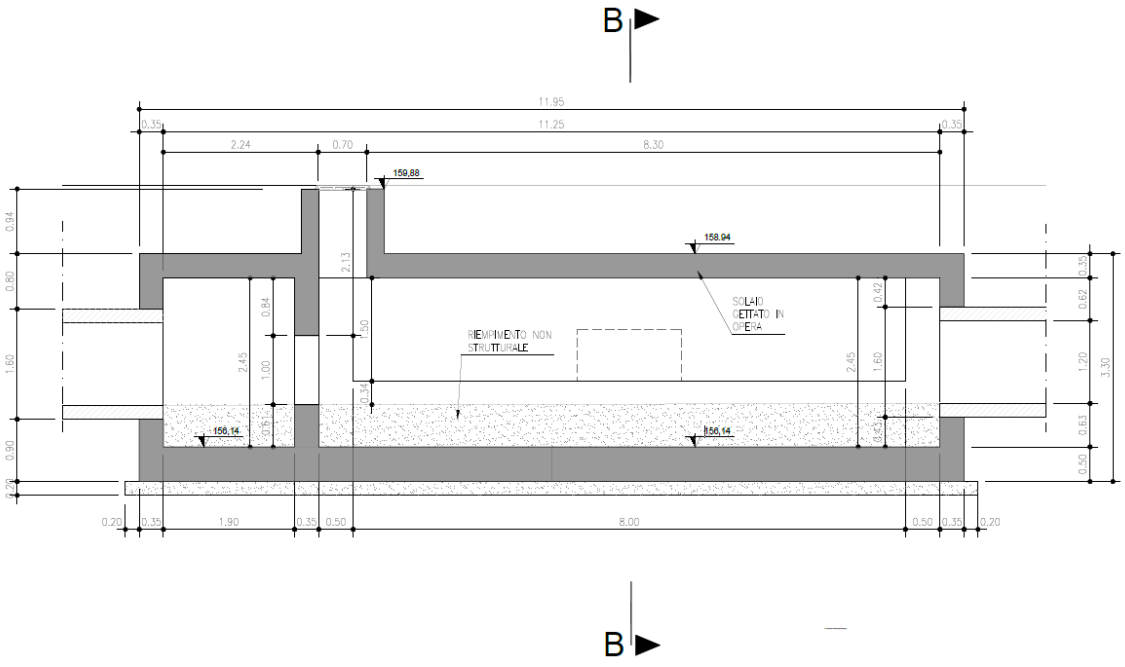


Figura 2 – Sezione A-A, manufatto di sfioro.

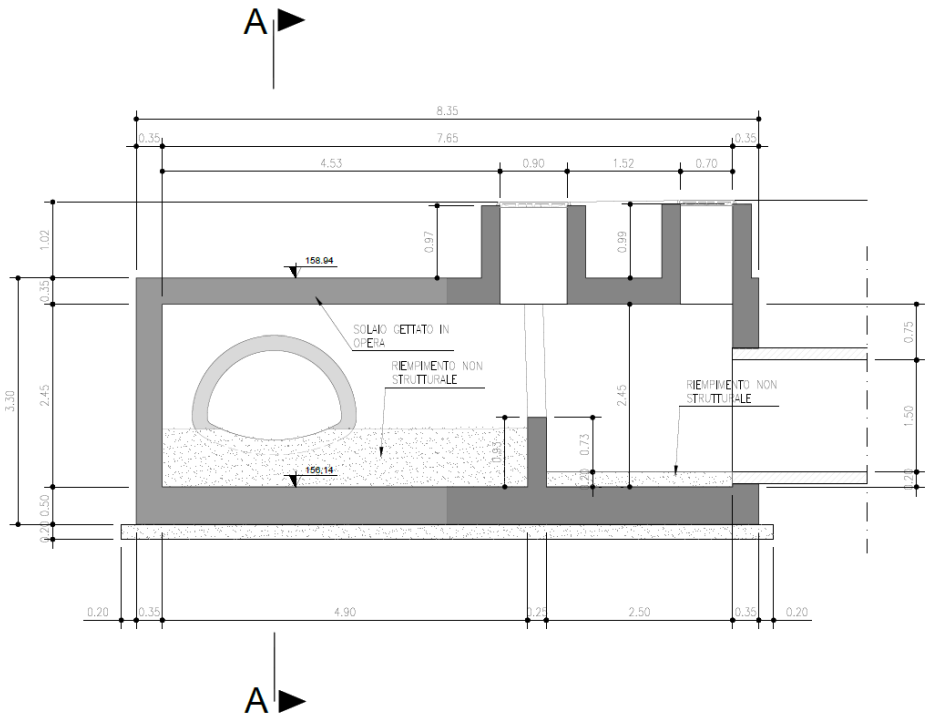


Figura 3 – Sezione B-B, manufatto di sfioro.

- *MANUFATTO DI SOLLEVAMENTO*:

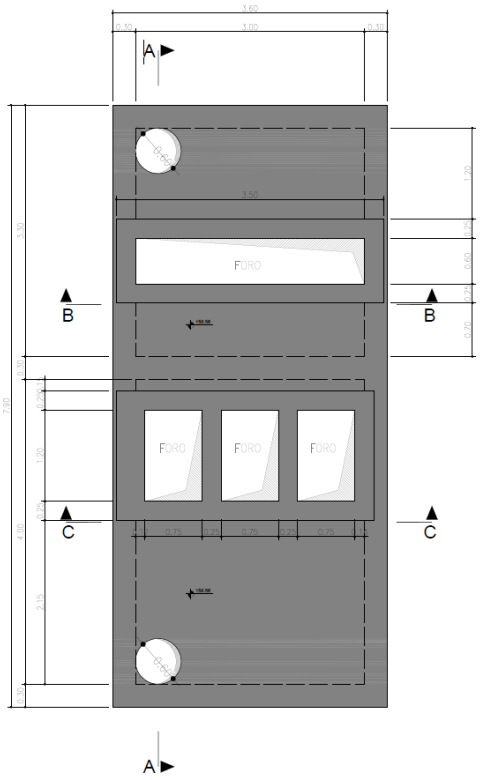


Figura 4 – Pianta copertura manufatto di sollevamento.

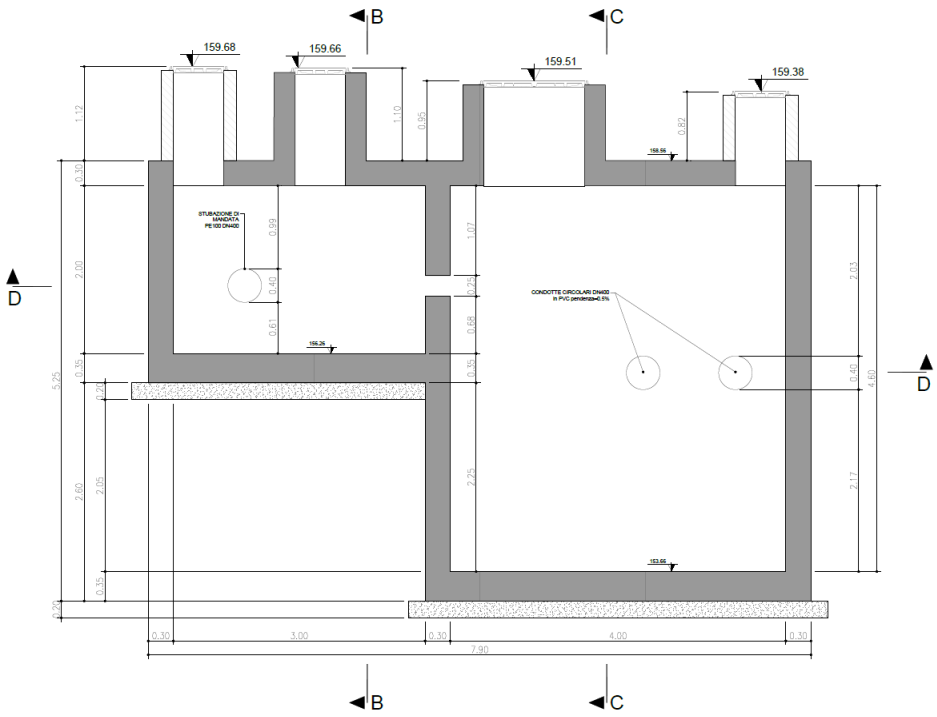


Figura 5 – Sezione A-A, manufatto di sollevamento.

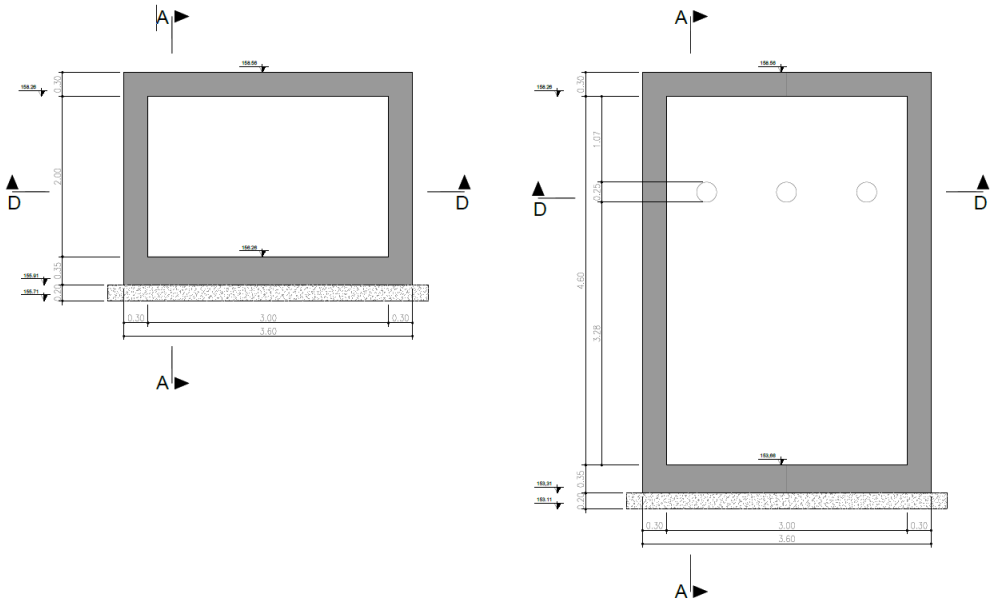


Figura 6 – Sezione B-B (sx) e sezione C-C (dx), manufatto di sollevamento.

- *POZZETTO RIPARTITORE*:

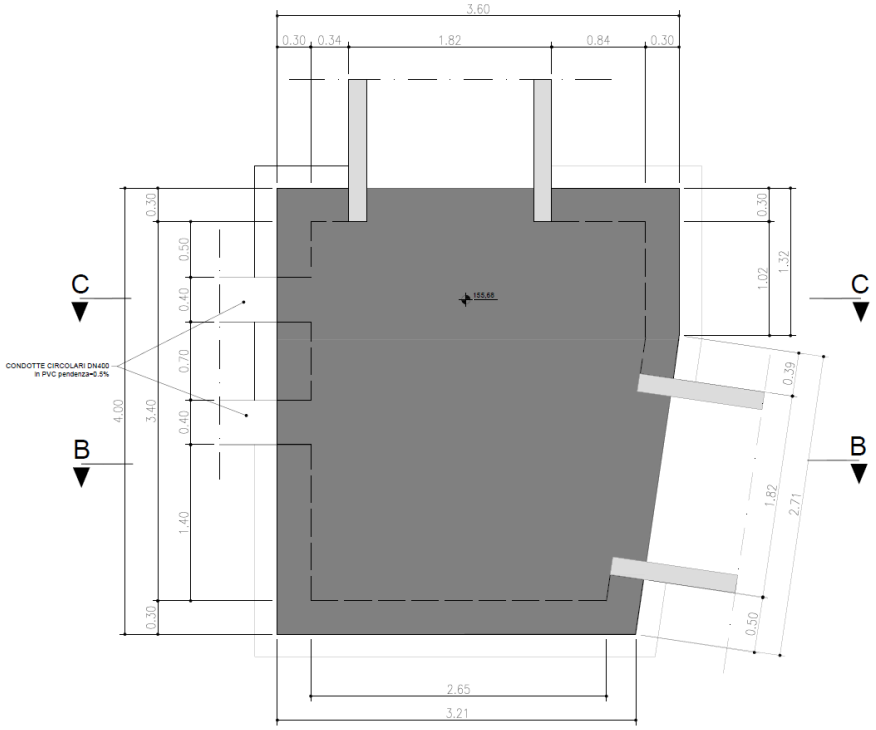


Figura 7 – Pianta fondazione pozzetto ripartitore.

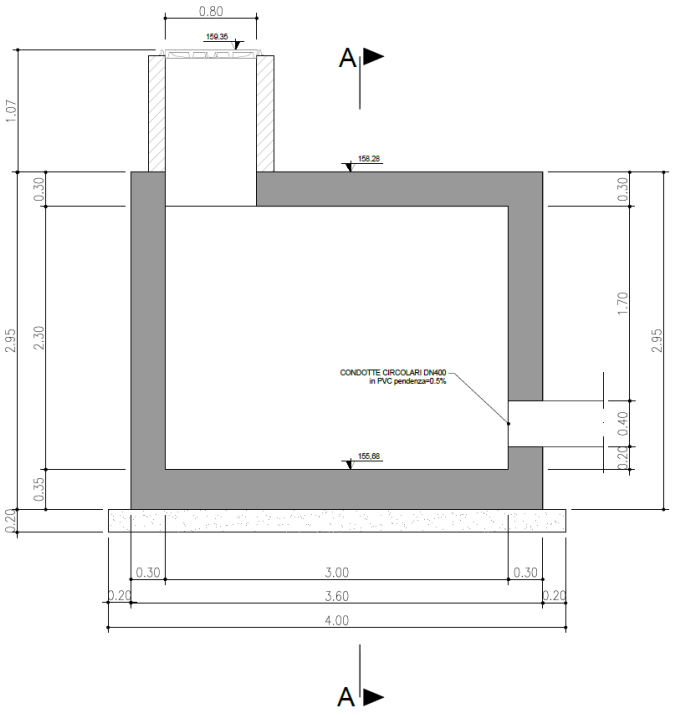


Figura 8 – Sezione C-C pozzetto ripartitore.

- *POZZETTO DI CURVA*:

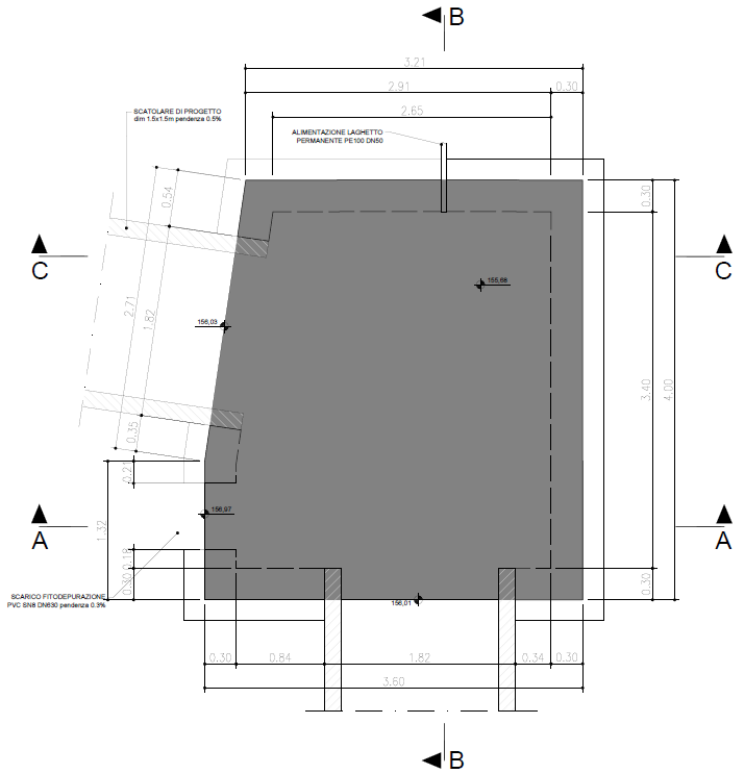


Figura 9 – Pianta fondazione pozzetto di curva.

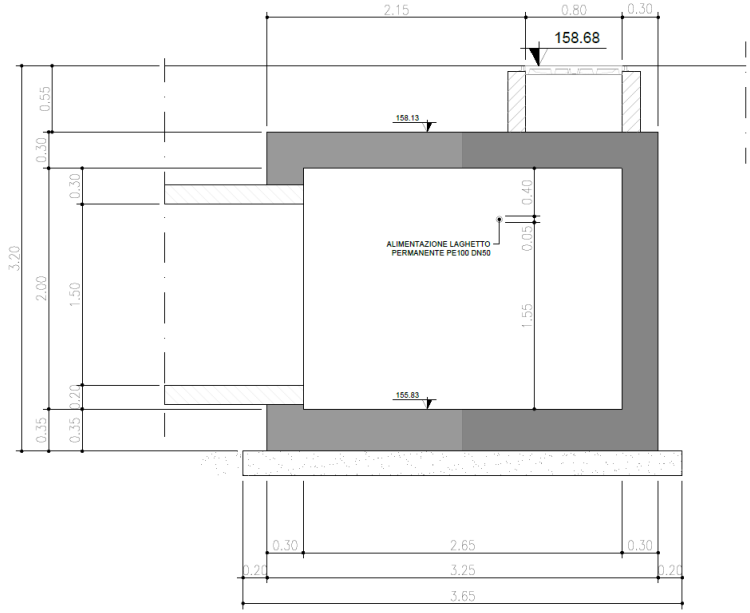


Figura 10 – Sezione C-C pozzetto di curva.

3 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le analisi e le verifiche sono eseguite secondo il metodo semi-probabilistico agli Stati Limite, in accordo alle disposizioni previste dalle vigenti Normative italiana ed europea.

In particolare, si fa riferimento alle seguenti norme:

- D.M. 17/01/2018: "Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni" – GU n°8 del 17/2/2018.
- Circolare 21 gennaio 2019 n.7: "Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018.
- UNI EN 206:2021: Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità.
- UNI11104:2016: Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità. Specificazioni complementari per l'applicazione della EN206.
- UNI EN 1990: Basi della progettazione strutturale.
- UNI EN 1991-1-6: Azioni sulle strutture – Azioni in generale – Azioni durante la costruzione.
- UNI EN 1991-2: Azioni sulle strutture – Carichi da traffico sui ponti.
- UNI EN 1992: Progettazione delle strutture di calcestruzzo.
- UNI EN 1992-1-1: Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Regole generali e regole per gli edifici.
- UNI EN 1992-2: Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Ponti di calcestruzzo.
- UNI EN 1997: Progettazione geotecnica.
- UNI EN 1998: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica.
- UNI EN 1998-2: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Ponti.
- UNI EN 1998-5:2005 Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

4 CLASSE D'USO E VITA NOMINALE DELL'OPERA

La vita nominale di un'opera strutturale VN è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata.

Sulla base delle indicazioni contenute nelle NTC2018, per l'opera in oggetto sono stati assunti una vita nominale pari a 50 anni ed una classe d'uso II, con conseguente utilizzo di un coefficiente d'uso CU pari a 1.00.

Il periodo di riferimento per il calcolo dell'azione sismica risulta pertanto pari a:

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 1.00 = 50 \text{ anni}$$

Classe II: "*Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti*." (NTC18 – capitolo 2, §2.4.2: "CLASSI D'USO").

5 MATERIALI

I materiali ed i prodotti ad uso strutturale previsti per la realizzazione delle opere oggetto della presente relazione dovranno rispondere ai requisiti indicati al capitolo 11 del Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018 "Norme Tecniche per le Costruzioni". Questi dovranno essere identificati univocamente dal produttore, qualificati sotto la sua responsabilità ed accettati dal direttore dei lavori mediante acquisizione e verifica della documentazione di qualificazione, nonché mediante eventuali prove sperimentali di accettazione.

Sulla base delle verifiche effettuate in sito ed in conformità alle disposizioni normative vigenti si prevede per la realizzazione del progetto in analisi l'adozione dei materiali che saranno di seguito descritti.

Tutti i materiali, corrispondenti alle prescrizioni di legge, saranno della migliore qualità e saranno lavorati a perfetta regola d'arte. Tutti i materiali e i manufatti saranno sottoposti alle prove prescritte dalla legislazione vigente presso uno dei laboratori autorizzati, al fine di ottenere la massima garanzia sulla stabilità delle opere.

5.1 Durabilità dei materiali

Nell'ambito dei requisiti che devono avere le costruzioni in progetto, risulta di grande importanza curare gli aspetti legati alla durabilità. La durabilità dell'opera è intesa come capacità di conservazione delle caratteristiche fisiche e meccaniche delle strutture per tutta la vita di servizio prevista in progetto senza dover far ricorso ad interventi di manutenzione straordinaria per la sua vita utile. È, a questo scopo, importante curare alcuni aspetti della fase progettuale e della fase esecutiva.

Relativamente ai calcestruzzi utilizzati, gli inerti devono essere controllati come previsto dalla vigente normativa e gli impasti realizzati devono essere sotto il controllo costante dei tecnici addetti alla centrale di betonaggio. Specifiche procedure devono consentire una ottimizzazione del calcestruzzo prodotto per ciò che riguarda il rapporto acqua/cemento. La lavorabilità dell'impasto può essere ottenuta con l'ausilio di additivi i quali, senza alterarne le proprietà meccaniche, producono un impasto molto compatto e senza vuoti, ne abbassano la permeabilità e rendono la superficie esterna ben curata e priva di danneggiamenti. Infine, la resistenza a compressione deve essere controllata per mezzo di prove di schiacciamento su cubetti.

Gli acciai devono essere controllati come previsto dalla vigente normativa. Oltre a questo, la durabilità è ricercata attraverso armature non eccessivamente sollecitate a trazione in condizioni di esercizio e disposte all'interno del manufatto in modo tale da rispettare i copriferri indicati dalla normativa.

Per garantire il requisito di durabilità delle strutture in calcestruzzo armato ordinario, esposte all'azione dell'ambiente, si delineano qui di seguito le condizioni ambientali del sito dove sorgerà la costruzione. Tali condizioni possono essere suddivise in ordinarie, aggressive e molto aggressive in relazione a quanto indicato nelle norme UNI 11104 e UNI EN206, nonché nella Tab. 4.1.III delle NTC 2018 riportata di seguito.

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

Figura 11 – Descrizione delle condizioni ambientali.

Per l'individuazione dell'ambiente di esposizione si è fatto riferimento al prospetto 1 delle norme sopracitate (UNI 11104 e UNI EN206) di cui si riporta nel seguito un estratto di interesse per l'opera in esame (corrosione indotta da carbonatazione).

2 Corrosione indotta da carbonatazione		
Nel caso in cui il calcestruzzo contenente armature o inserti metallici sia esposto all'aria e all'umidità, l'esposizione sarà classificata nel modo seguente: Nota Le condizioni di umidità si riferiscono a quelle presenti nel copriferro o nel ricoprimento di inserti metallici, ma in molti casi si può considerare che tali condizioni riflettano quelle dell'ambiente circostante. In questi casi la classificazione dell'ambiente circostante può essere adeguata. Questo può non essere il caso se c'è una barriera fra il calcestruzzo e il suo ambiente.		
XC1	Asciutto o permanentemente bagnato	Calcestruzzo all'interno di edifici con bassa umidità relativa Calcestruzzo costantemente immerso in acqua
XC2	Bagnato, raramente asciutto	Superfici di calcestruzzo a contatto con acqua per lungo tempo Molte fondazioni
XC3	Umidità moderata	Calcestruzzo all'interno di edifici con umidità relativa dell'aria moderata oppure elevata Calcestruzzo esposto all'esterno protetto dalla pioggia
XC4	Ciclicamente bagnato ed asciutto	Superfici di calcestruzzo soggette al contatto con acqua, non nella classe di esposizione XC2

Figura 12 – Classi di esposizione.

La prima colonna identifica la classe di esposizione (sigla in lettere, seguita da una numerazione crescente con l'incremento dell'aggressività ambientale). Nella seconda colonna viene descritto l'ambiente con riferimento agli agenti aggressivi e alle condizioni termo-igrometriche, mentre nella

terza colonna sono riportati esempi di comuni situazioni del calcestruzzo che tipicamente rappresentano le condizioni di esposizione della specifica classe.

Per le opere in esame è stata assunta la classe di esposizione XC4.

Nel seguente prospetto (norma UNI11104) vengono indicati i requisiti del calcestruzzo in relazione alla classe di esposizione dello stesso. Nello specifico, per il caso in esame, per una classe di esposizione XC4, viene indicata come classe di resistenza minima la classe C32/40.

	Classi di esposizione																
	Nessun rischio di corrosione dell'armatura	Corrosione delle armature indotta dalla carbonatazione				Corrosione delle armature indotta da cloruri						Attacco da cicli di gelo/disgelo				Ambiente aggressivo per attacco chimico		
						Acqua di mare			Cloruri provenienti da altre fonti									
	X0	XC1	XC2	XC3	XC4	XS1	XS2	XS3	XD1	XD2	XD3	XF1	XF2	XF3	XF4	XA1	XA2	XA3
Massimo rapporto *a/c*	-	0,60		0,55	0,50	0,50	0,45		0,55	0,50	0,45	0,50	0,50		0,45	0,55	0,50	0,45
Minima classe di resistenza	C12/15	C25/30		C30/37	C32/40	C32/40	C35/45		C30/37	C32/40	C35/45	C32/40	C25/30		C30/37	C30/37,	32/40	35/45
Minimo contenuto in cemento (kg/m³) [d]	-	300		320	340	340	360		320	340	360	320	340		360	320	340	360
Contenuto minimo in aria (%)												[b]	4,0[a]					
Altri requisiti						E' richiesto l'utilizzo di cementi resistenti all'acqua di mare secondo UNI 9156						E' richiesto l'utilizzo di aggregati conformi alla UNI EN 12620 di adeguata resistenza al gelo/disgelo				In caso di esposizione a terreno o acqua del terreno contenente solfati nei limiti del prospetto 2 della UNI EN 206:2014, è richiesto l'impiego di cementi resistenti ai solfati[c]		

a) Quando il calcestruzzo non contiene aria inglobata, le sue prestazioni devono essere verificate rispetto ad un calcestruzzo aerato per il quale è provata la resistenza al gelo/disgelo, da determinarsi secondo UNI CEN/TS 12390 -9, UNI CEN/TR 15177 o UNI 7087 per la relativa classe di esposizione. Il valore minimo di aria inglobata del 4% può ritenersi adeguato per calcestruzzi specificati con D_{upper} >20mm; per D_{upper} inferiori il limite minimo andrà opportunamente aumentato (ad esempio 5% per D_{upper} tra 12 mm e 16 mm).
b) Qualora si ritenga opportuno impiegare calcestruzzo aerato anche in classe di esposizione XF1 si adottano le specifiche di composizione prescritte per le classi XF2 e XF3.
c) Cementi resistenti ai solfati sono definiti dalla UNI EN 197-1 e su base nazionale dalla UNI 9156. La UNI 9156 classifica i cementi resistenti ai solfati in tre classi: moderata, alta e altissima resistenza solfatica. La classe di resistenza solfatica del cemento deve essere prescelta in relazione alla classe di esposizione del calcestruzzo secondo il criterio di corrispondenza della UNI 11417-1.
d) Quando si applica il concetto di valore *k* il rapporto massimo a/c e il contenuto minimo di cemento sono calcolati in conformità al punto 5.2.2.

Figura 13 – Valori limite per la composizione e le proprietà del calcestruzzo.

Il calcolo del copriferro è condotto secondo il punto C4.1.6.1.3 della Circolare Esplicativa delle NTC2018 (Tabella C4.1.IV).

			barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi		cavi da c.a.p. elementi a piastra		cavi da c.a.p. altri elementi	
C_{min}	C_o	ambiente	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C30/37	C40/50	aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	molto ag.	35	40	40	45	45	50	50	50

Figura 14 – Copriferri minimi [mm].

Tali valori fanno riferimento a costruzioni con vita nominale V_N pari a 50 anni come nel caso in esame (si veda Tabella 2.4.I delle NTC2018 riportata di seguito).

	TIPI DI COSTRUZIONI	Valori minimi di V_N (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

Figura 15 – Valori minimi della vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzione.

Per elementi a piastra (con $c_{min}<c<c0$) il copriferro minimo è pari a 30 mm. A tale valore vanno aggiunte le tolleranze di posa, pari a 10 mm.

Si considera pertanto un copriferro uniforme su tutti gli elementi pari a 40 mm.

5.2 Caratteristiche materiali

5.2.1 Calcestruzzo

Le caratteristiche dei calcestruzzi sono definite in accordo con UNI-EN206-1 e CNR-UNI 11104. I copriferri sono definiti in base a NTC 2018.

Magrone di sottofondo:

Classe di resistenza minima:	C12/15
Classe di esposizione:	X0

Calcestruzzo per solette, fondazioni ed elevazioni:

Classe di resistenza:	C32/40
Classe di esposizione:	XC4
Copriferro:	40 mm

5.2.2 Acciaio per armature ordinarie

Acciaio in barre:	B450C
Reti:	B450A
Sovrapposizione:	50 diametri

6 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DELL'AREA

6.1 Indagini geognostiche

L'indagine si è articolata con attività in sito e con analisi in laboratorio dei campioni prelevati. Nel dettaglio, in sito, sono stati eseguiti:

- n. 4 sondaggi geognostici a carotaggio continuo a profondità compresa tra 5.00m e 15.00m;
- n. 9 sondaggi ambientali a profondità compresa tra 2.00m e 6.00m;
- esecuzione di prove penetrometriche dinamiche in foro;
- esecuzione di prove di permeabilità in terreno;
- prelievo di campioni per le analisi di laboratorio;
- esecuzione di n. 5 prove penetrometriche dinamiche continue SCPT;
- esecuzione 1 indagine MASW della lunghezza di 65m.

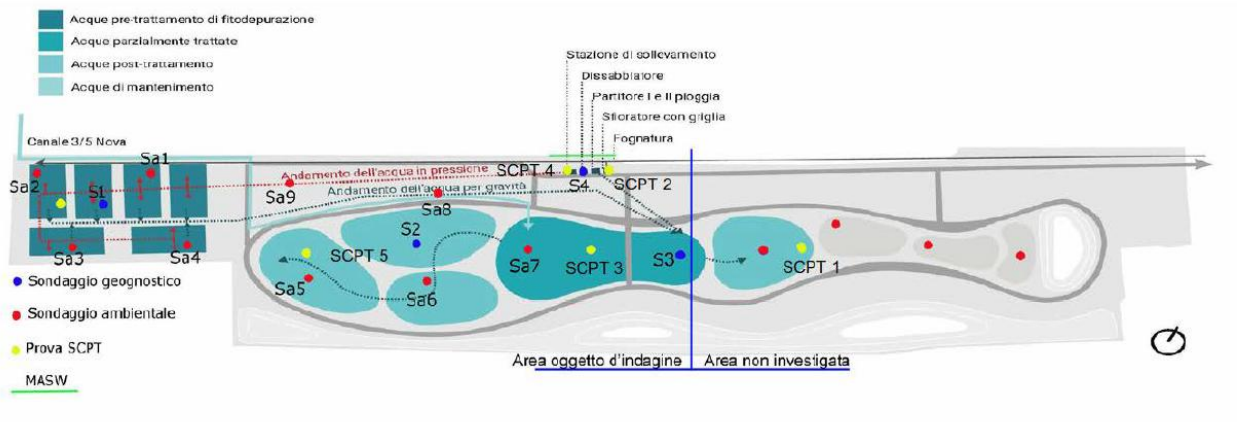


Figura 16 – Identificazione punti di sondaggio.

6.2 Modello geologico-geotecnico

Dalla relazione geologica e geotecnica emerge che, in tutte le indagini geognostiche eseguite, sono stati identificati principalmente due strati litologici:

- Strato 1: Limo sabbioso argilloso
- Strato 2: Ghiaia e sabbia

Dalla relazione è possibile dedurre tale modello geologico-geotecnico locale:

MODELLO GEOLOGICO-GEOTECNICO LOCALE										
Strato	**Prof. (m)**	**Tipo di terreno**	**Nspt Medio**	**Angolo di resistenza al taglio**	**Coesione non drenata** (Kg/cm²)	**Densità relativa** (t/m³)	**Peso unità di volume** (t/m³)	**Peso unità di volume saturo** (t/m³)	**Modulo di Young** (Kg/cm²)	**Modulo di Poisson**
1	0 ÷ 420	Limi	4	ϕ = 22°-23°	-	18.12	γ = 1,40	γ = 1,87	E = 32	0.35
2	420 ÷ 1500	Sabbia e ghiaia	20	ϕ = 32°-33°	-	51.23	γ = 1,60	γ = 1,99	E = 160	0.31

Figura 17 – Modello geologico-geotecnico.

Le opere previste, quali manufatto di sfioro, manufatto di sollevamento e pozzetto ripartitore sono localizzate in prossimità del sondaggio Sa8, mentre il pozzetto di curva è situato in prossimità del sondaggio S4.

Nel punto Sa8, lo spessore dello strato limoso risulta compreso tra 1.00 m e 1.20 m, mentre per il sondaggio S4, lo strato limoso, raggiunge una profondità massima di 2,00 m.

La falda acquifera non è stata riscontrata nei piezometri installati nei sondaggi.

7 CARATTERIZZAZIONE SISMICA

L'azione sismica sulle costruzioni è valutata a partire dalla "pericolosità sismica di base", in condizioni ideali di sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale. L'azione sismica viene definita in relazione ad un periodo di riferimento VR che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale per il coefficiente d'uso (vedi tabella Parametri della struttura). Fissato il periodo di riferimento V_R e la probabilità di superamento P_{VR} associata a ciascuno degli stati limite considerati, si ottiene il periodo di ritorno T_R e i relativi parametri di pericolosità sismica (vedi tabella successiva):

- a_g: accelerazione orizzontale massima del terreno
- F_0: valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale
- T_C*: periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale

Individuando nello SLV lo stato limite di riferimento si possono ricavare i principali parametri sismici utilizzati nelle verifiche delle opere in oggetto.

Il Comune di Paderno Dugnano è classificato in zona sismica 4.

Di seguito sono definiti i parametri sismici della struttura in oggetto:

Parametri sismici della struttura in oggetto							
Classe d'uso	Vita V_N [anni]	Coeff. Uso	Periodo V_R [anni]	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_C* [s]
II	50	1.5	75	475	0.048	2.649	0.279

Tabella 1 – Vita nominane, classe d'uso della struttura e parametri sismici.

Parametri sismici della struttura in oggetto			
Tipo di suolo	Categoria topografica	S	a_{max} [m/s^2]
C	T_1	1.50	0.711

Tabella 2 – Parametri sismici in funzione del terreno.

8 CRITERI DI CALCOLO

8.1 Codici di calcolo

L'analisi strutturale e la verifica delle sezioni in cemento armato è stata condotta tramite il programma di calcolo ad elementi finiti Midas Gen distribuito da Harpaceas s.r.l.

La verifica delle sezioni in cemento armato è eseguita mediante il software VCASLU – versione 7.7 (Verifica Cemento Armato Stato Limite Ultimo) sviluppato dal prof. Piero Gelfi.

Per l'elaborazione dei dati di input/output in generale e la creazione di tabelle di calcolo e riepilogative si adottano procedure opportunamente implementate in fogli elettronici Microsoft ® Office Excel.

Ai sensi del punto 10.2 delle NTC 2018, si dichiara quanto segue, relativamente all'impiego di strumenti di calcolo automatizzati. L'analisi strutturale e le verifiche sono state sviluppate con l'ausilio di codici di calcolo. I criteri di impiego sono dettagliatamente descritti nei vari capitoli della presente relazione. I codici di calcolo commerciali sono dotati della specifica raccolta di esempi rappresentativi, validati attraverso l'impiego di metodologie di verifica indipendente. Inoltre, la correttezza dei risultati ottenuti viene di volta in volta valutata mediante metodologie alternative, in particolare, attraverso calcolazione manuale.

8.2 Convenzioni generali

Salvo dove diversamente specificato, le unità di misura sono quelle relative al Sistema Internazionale, ovvero:

Lunghezze:	[m]
Forze:	[kN]
Tensioni:	[MPa]

Per quanto riguarda le convenzioni di segno, si considerano, in generale, positive le trazioni.

Convenzioni specifiche verranno riportate nel prosieguo della presente relazione.

9 MODELLO DI CALCOLO

L'analisi strutturale è condotta mediante l'ausilio di modelli di calcolo ad elementi finiti sviluppati tramite l'utilizzo del software *Midas Gen*.

9.1 Modello di calcolo agli elementi finiti

La modellazione strutturale ad elementi finiti è stata effettuata con elementi piastra in modo da riprodurre in maniera accurata le caratteristiche geometriche, di vincolo, dei materiali e delle azioni agenti sulla struttura reale.

- **MANUFATTO DI SFIORO**:

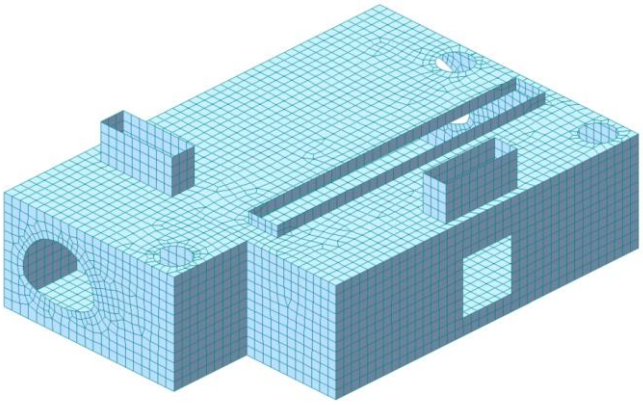


Figura 18 – Modello Midas, manufatto di sfioro.

- ***MANUFATTO DI SOLLEVAMENTO***:

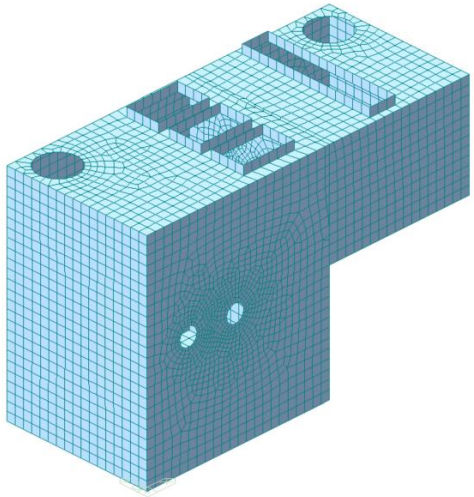


Figura 19 – Modello Midas, manufatto di sollevamento.

- ***POZZETTO RIPARTITORE***:

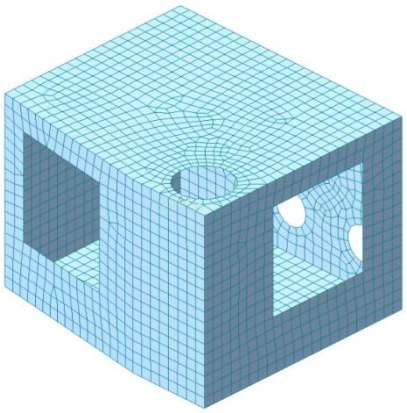


Figura 20 – Modello Midas, pozzetto ripartitore.

- ***POZZETTO DI CURVA***:

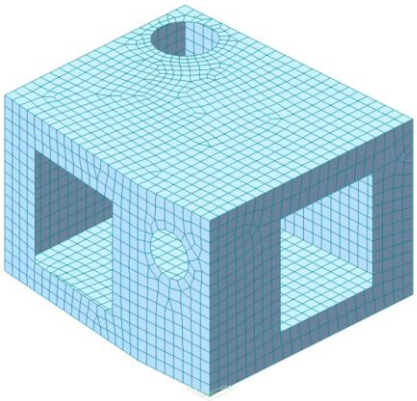


Figura 21 – Modello Midas, pozzetto di curva.

9.1.1 Caratterizzazione del terreno

Per simulare l'interazione terreno-struttura, nel modello di calcolo sono state introdotte opportune molle.

Le opere sono state modellate utilizzando molle alla Winkler, calibrate sulla base dei dati stratigrafici emersi dalle indagini, trascurando il modello geologico-geotecnico locale.

Le rigidezze sono ottenute considerando una costante di sottofondo pari a: k = E / B e successivamente moltiplicando tale valore per la lunghezza di influenza di ciascun nodo si ottiene la rispettiva rigidezza associata alla porzione di mesh.

- **MANUFATTO DI SFIORO**:

Le rigidezze sono ottenute considerando una costante di sottofondo pari a:

$$k = E / B = 16000\ kN/m^2 / 8.35\ m = 1916.17\ kN/m^3$$

Moltiplicando per la lunghezza di influenza di ciascun nodo si ottiene:

- $k_v = 1916.17\ kN/m^3 \times 0.25\ m \times 0.25\ m = 119.76\ kN/m$
- $k_h = 0.5 \cdot k_v = 59.88\ kN/m$

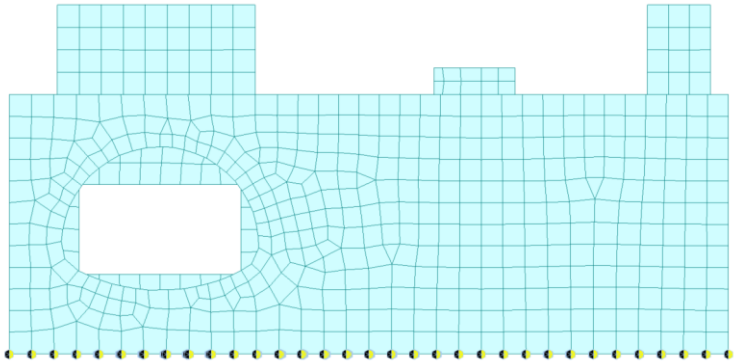


Figura 22 – Modellazione molle elastiche simulanti il terreno – Manufatto di sfioro.

- **MANUFATTO DI SOLLEVAMENTO**:

Le rigidezze sono ottenute considerando una costante di sottofondo pari a:

$$k_1 = E_1 / B_1 = 16000\ kN/m^2 / 3.60\ m = 4444.44\ kN/m^3$$

$$k_2 = E_2 / B_2 = 16000\ kN/m^2 / 4.60\ m = 3478.26\ kN/m^3$$

Moltiplicando per la lunghezza di influenza di ciascun nodo si ottiene:

- $k_{v,1} = 4444.44\ kN/m^3 \times 0.20\ m \times 0.20\ m = 177.78\ kN/m$
- $k_{h,1} = 0.5 \cdot k_{v,1} = 88.89\ kN/m$

- $k_{v,2}$ = 3478.26 kN/m^3 x 0.20 m x 0.20 m = 139.13 kN/m
- $k_{h,1} = 0.5 \cdot k_{v,1}$ = 69.57 kN/m

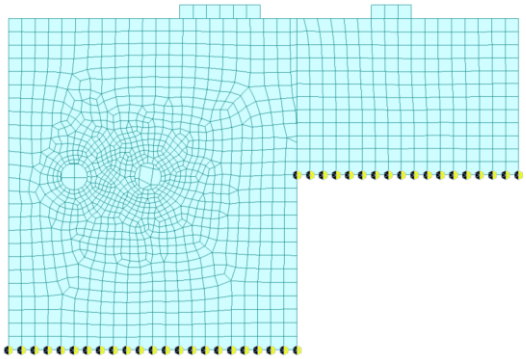


Figura 23 – Modellazione molle elastiche simulanti il terreno – Manufatto di sollevamento.

- **<u>POZZETTO RIPARTITORE E DI CURVA</u>**:

Le rigidezze sono ottenute considerando una costante di sottofondo pari a:

$$k = E / B = 16000 \text{ kN/m}^2 / 4.00 \text{ m} = 4000.00 \text{ kN/m}^3$$

Moltiplicando per la lunghezza di influenza di ciascun nodo si ottiene:

- k_v = 4000.00 kN/m^3 x 0.15 m x 0.15 m = 90.00 kN/m
- $k_h = 0.5 \cdot k_v$ = 45.00 kN/m

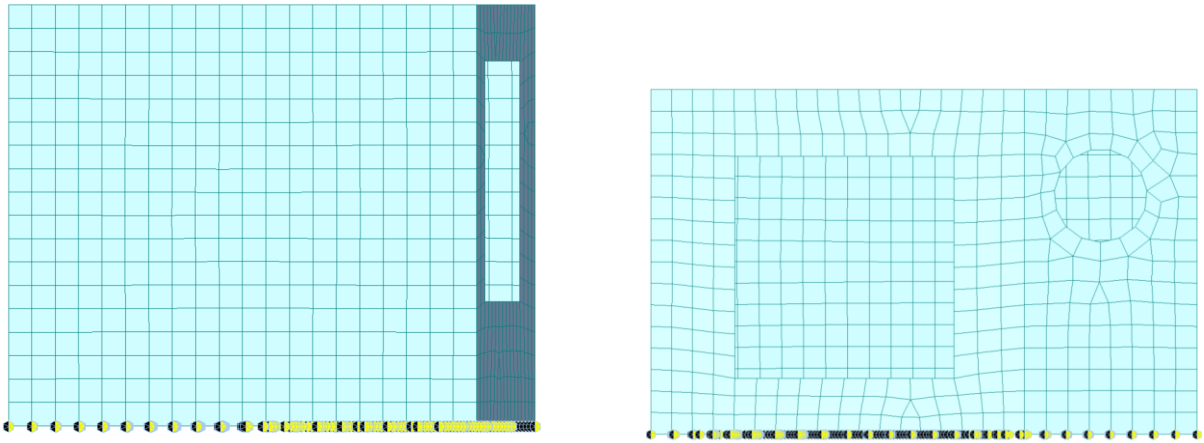


Figura 24 – Modellazione molle elastiche simulanti il terreno – Pozzetto di ripartitore (Sx) e di curva (Dx).

10 ANALISI DEI CARICHI

Si procede di seguito nella definizione dei carichi agenti sull'opera.

10.1 Pesi propri

I pesi propri degli elementi sono stati valutati secondo i pesi specifici dei materiali:

- Opere in c.a.: 25.0 kN/m^3

Il peso proprio strutturale (Dead Load) è conteggiato in automatico dal programma di calcolo in funzione del peso specifico del calcestruzzo (γ_c = 25 kN/m^3).

10.2 Sovraccarichi permanenti

I sovraccarichi permanenti gravanti sulla struttura sono stati valutati considerando un peso specifico del terreno di riporto pari a 20 kN/m^3 e pacchetto stradale manufatto di sfioro di 22 kN/m^3.

- **<u>MANUFATTO DI SFIORO</u>**:
  - Peso proprio terreno in copertura (h=0.21 m): 4.20 kN/m^2
  - Peso proprio pacchetto stradale (h=0.21 m): 4.62 kN/m^2
  - Massetto SEZ.1 (h=0.63 m): 11.34 kN/m^2
  - Massetto SEZ.2 (h=0.20 m): 3.60 kN/m^2
  - Tombini prefabbricati: 0.78kN/m
  - Pesi propri chiusini (distrib. su perimetro): 0.30 kN/m
  - Griglia interna (1500kg – distrib. lin.): 1.67kN/m

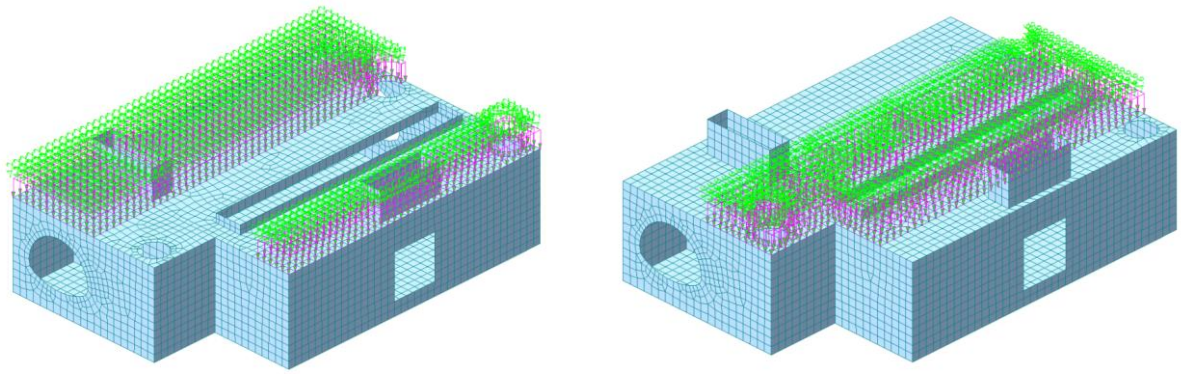


Figura 25 – Sovraccarichi permanenti: sx: terreno, dx: pacchetto stradale.

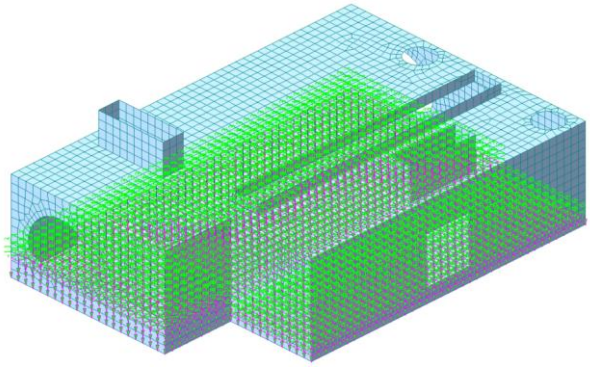


Figura 26 – Sovraccarico permanente: massetto interno.

- **<u>MANUFATTO DI SOLLEVAMENTO</u>**:
  - Peso proprio terreno in copertura (h=0.30 m): 6.00 kN/m^2
  - Peso proprio chiusino (distrib. su perimetro): 0.30 kN/m

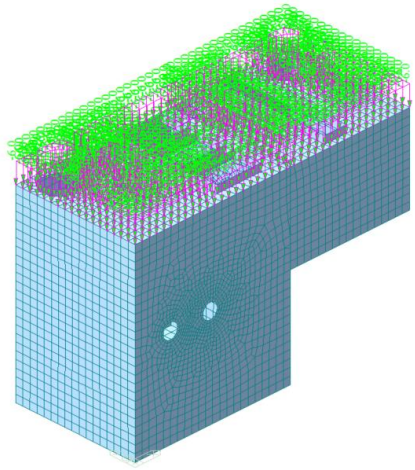


Figura 27 – Sovraccarichi permanenti: ricoprimento.

- **<u>POZZETTO RIPARTITORE</u>**:
  - Peso proprio terreno in copertura (h=0.58 m): 11.60 kN/m^2
  - Massetto (h=0.20 m): 4.00 kN/m^2
  - Tombini prefabbricati: 1.86 kN/m
  - Peso proprio chiusino (distrib. su perimetro): 0.30 kN/m

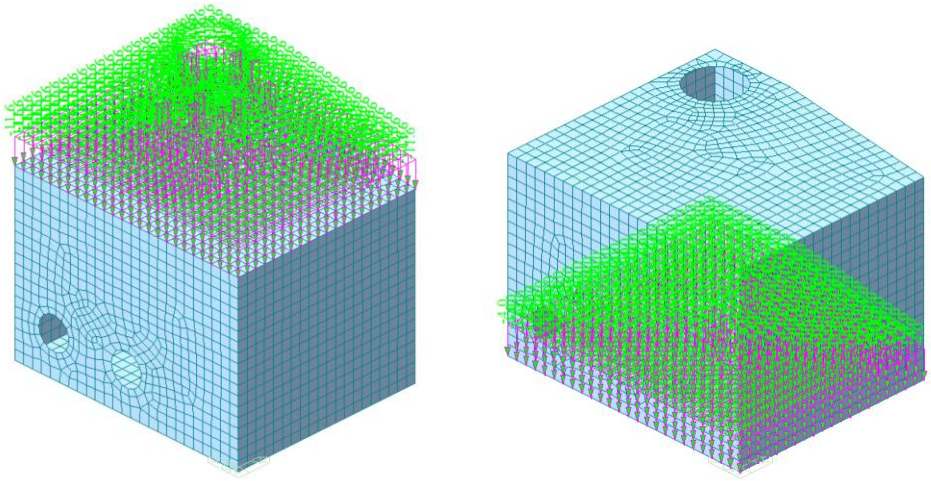


Figura 28 – Sovraccarichi permanenti: sx: ricoprimento, dx: massetto.

- **<u>POZZETTO DI CURVA</u>**:
  - Peso proprio terreno in copertura (h=0.34 m): 6.80 kN/m^2
  - Massetto (h=0.20 m): 4.00 kN/m^2
  - Tombini prefabbricati: 0.94 kN/m
  - Peso proprio chiusino (distrib. su perimetro): 0.30 kN/m

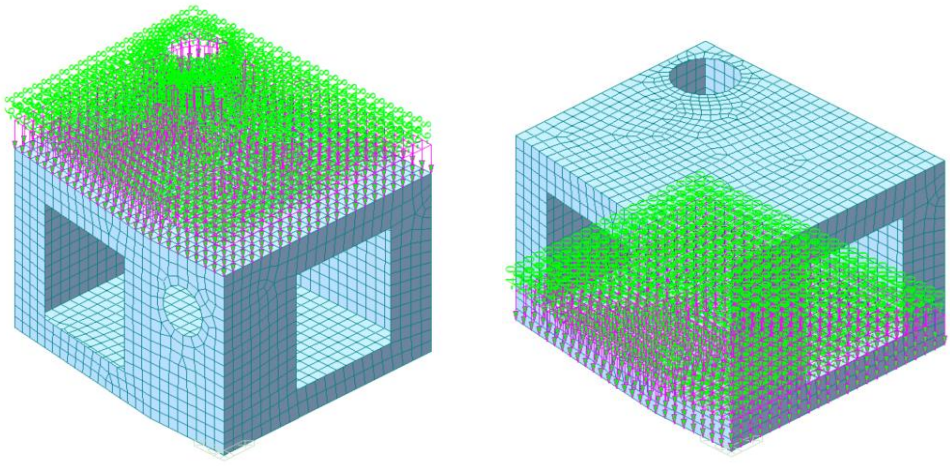


Figura 29 – Sovraccarichi permanenti: sx: ricoprimento, dx: massetto.

10.3 Spinta del terreno in condizioni statiche

La spinta delle terre è valutata mediante il coefficiente di spinta a riposo k_0, calcolato in accordo alla seguente espressione:

$$k_0 = 1\text{-}\sin(\phi')$$

dove ϕ' è pari a 22° per terreno di tipo limoso che varia tra -1.00 m e -1.20 m e pari a 32° per terreno tipo sabbioso/ghiaioso (oltre -1.20 m).

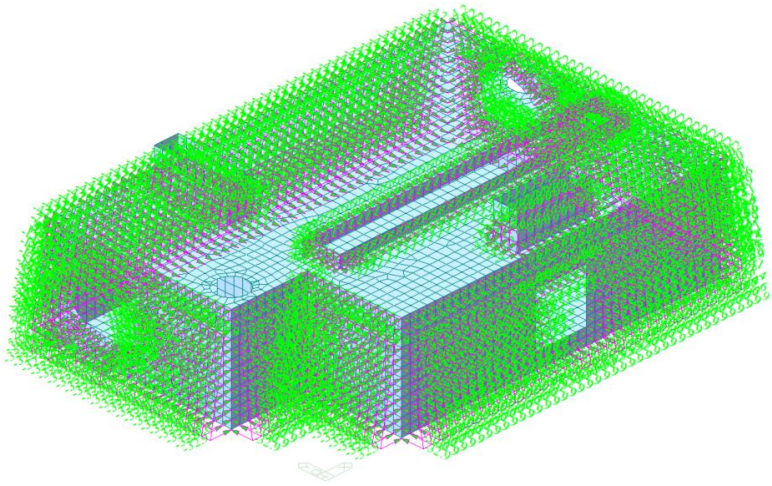


Figura 30 – Spinta delle terre a riposo, cameretta di sfioro.

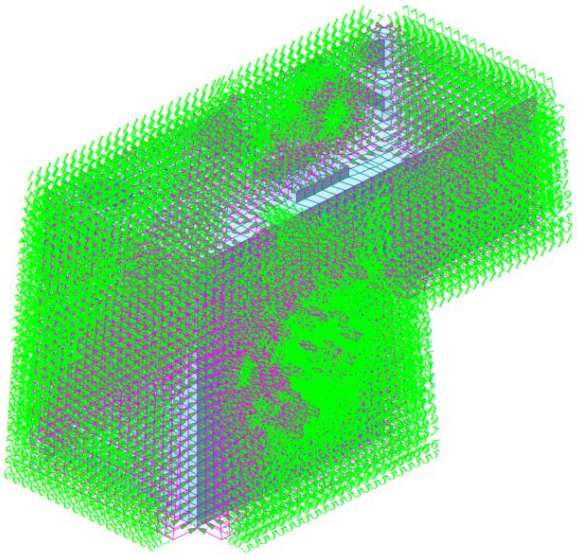


Figura 31 – Spinta terra a riposo, cameretta di sollevamento.

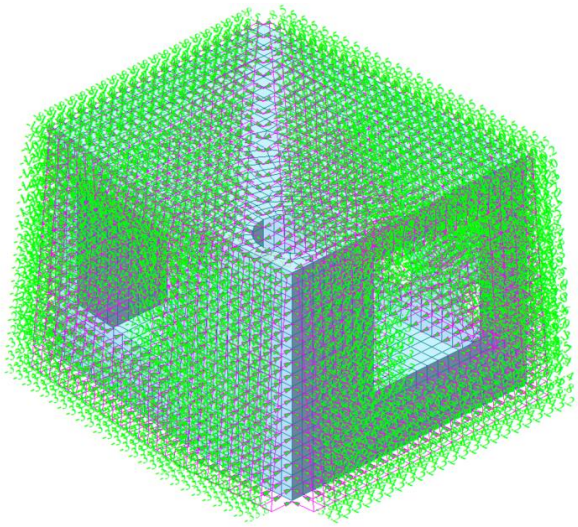


Figura 32 – Spinta terra a riposo, pozzetto ripartitore.

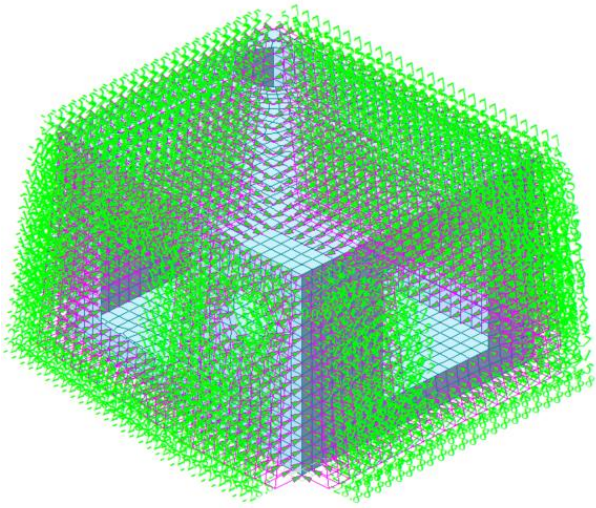


Figura 33 – Spinta terra a riposo, pozzetto di curva.

10.4 Azione variabile (traffico e folla)

Per la sola cameretta di sfioro, situata al di sotto di una viabilità di servizio, vengono implementate nel modello le impronte di carico, calcolate secondo NTC18, capitolo 5 (cap.5.1.3.3 delle NTC2018 (Schema di carico 1).

Per tutti gli altri manufatti, si considera in copertura un carico variabile da folla pari a 5,00 kN/m².

- **MANUFATTO DI SFIORO**:

o Carichi concentrati ad impronta di carico 40cm x 40cm (TS): Q_{ik} = 150kN

o Carichi distribuiti (UDL): q_{ik} = 9kN/m^2

Il carico agente sulla singola impronta è applicato nel modello di calcolo come una pressione uniforme la cui entità ed estensione sono riportate di seguito.

Altezza totale ricoprimento H_t= 0.21 m

Angolo diffusione pressioni su pavimentazione: α_1 = 45.00°

Angolo diffusione pressioni nella copertura: α_{cop} = 45.00°

CARICHI DA TRAFFICO SULLA COPERTURA:

Larghezza di diffusione:

$B_{diff,1} = (0.40 + 2 \times h_t \times \tan\alpha_1 + 2 \times h_{cop}/2 \times \tan\alpha_{cop})$ m = 1.03 m < 1.20 m

Lunghezza di diffusione:

$B_{diff,2}$ = 1.03 m < 2.40 m

La pressione diffusa del singolo carico concentrato risulta quindi:

$q_{TS} = 150 \text{ kN}/(B_{diff,1} \times B_{diff,2}) = 140.49 \text{ kN/m}^2$

$q_{UDL} = 9.00 \text{ kN/m}^2$

Sono state implementate nel modello 5 combinazioni attraverso le impronte di carico.

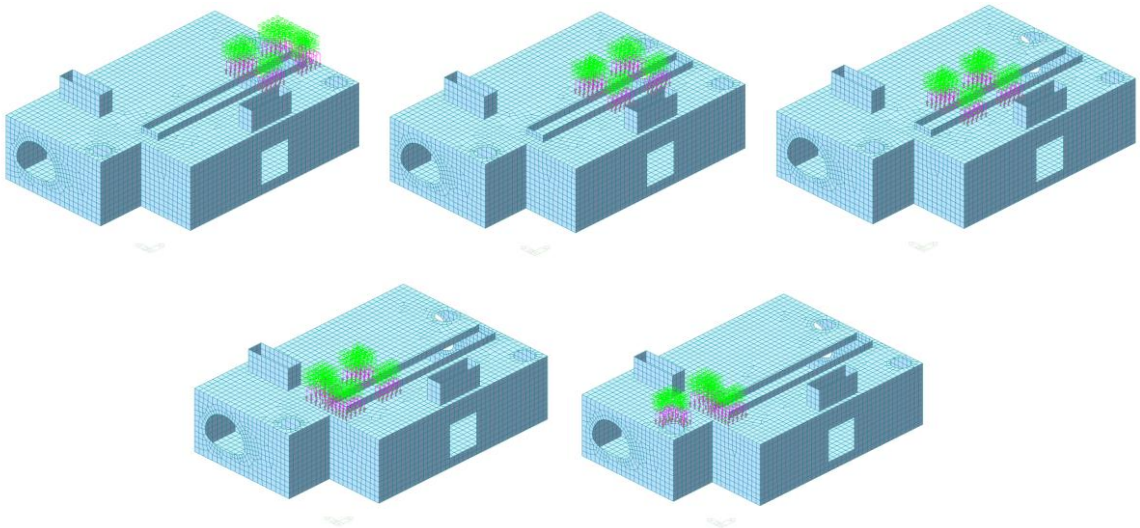


Figura 34 – Azione variabile da traffico TS, manufatto di sfioro.

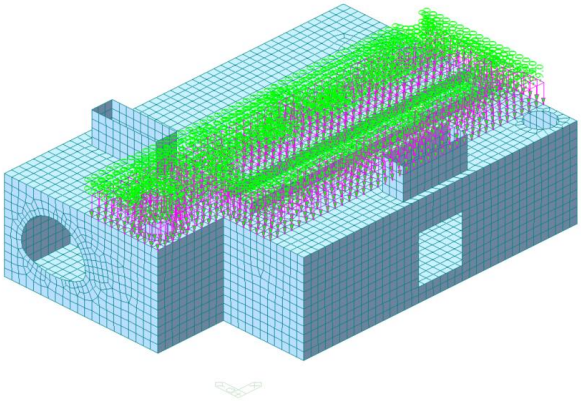


Figura 35 – Azione variabile da traffico UDL, manufatto di sfioro.

Inoltre, nelle zone in cui non è previsto traffico veicolare si è deciso di considerare un carico variabile da folla pari a 5.00 kN/m^2.

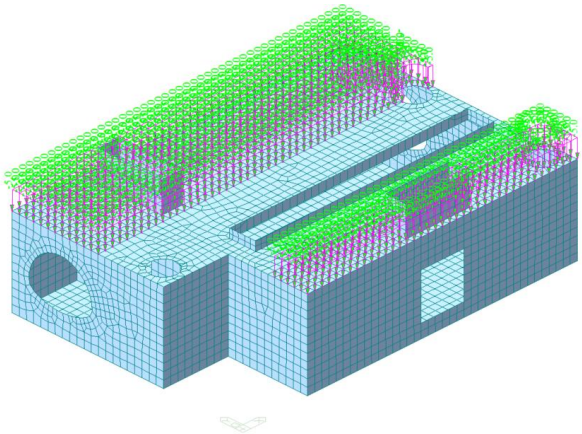


Figura 36 – Azione variabile, carico da folla, manufatto di sfioro.

- **<u>MANUFATTO DI SOLLEVAMENTO</u>**:
  - Azione variabile da folla: 5.00 kN/m²

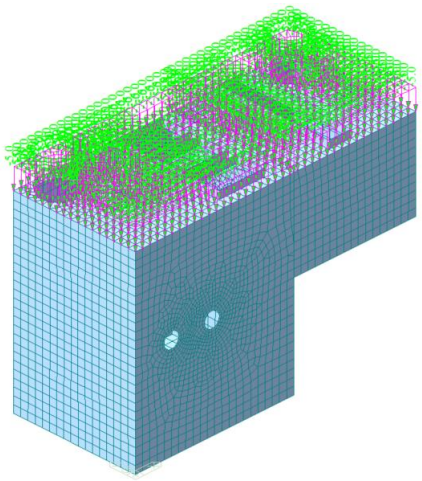


Figura 37 – Azione variabile da folla, manufatto di sollevamento.

- **<u>POZZETTO RIPARTITORE</u>**:
  - Azione variabile da folla: 5.00 kN/m²

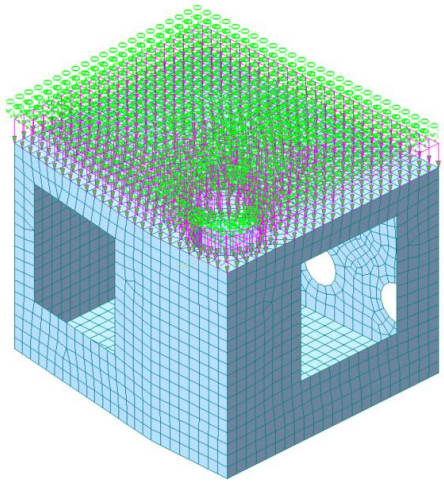


Figura 38 – Azione variabile da folla, pozzetto ripartitore.

- **<u>POZZETTO DI CURVA</u>**:
  - Azione variabile da folla: 5.00 kN/m²

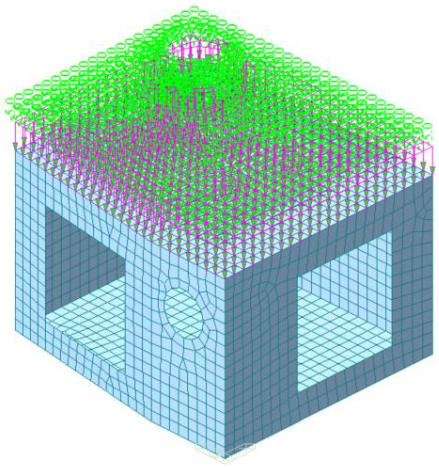


Figura 39 – Azione variabile da folla, pozzetto di curva.

10.5 Spinta laterale azione variabile

Il sovraccarico laterale da traffico viene applicato sulle pareti moltiplicando il valore del carico verticale per il coefficiente di spinta a riposo K_0.

A favore di sicurezza il valore K_0 è stato calcolato con angolo di attrito più gravoso ($\phi' = 22°$).

Il carico viene applicato parete per parete e successivamente inviluppato.

- **MANUFATTO DI SFIORO**:
  - Sovraccarico sulle pareti da traffico: 140.49 kN/m² x 0.63 = 87.86 kN/m²
  - Sovraccarico sulle pareti da folla: 5.00 kN/m² x 0.63 = 3.13 kN/m²

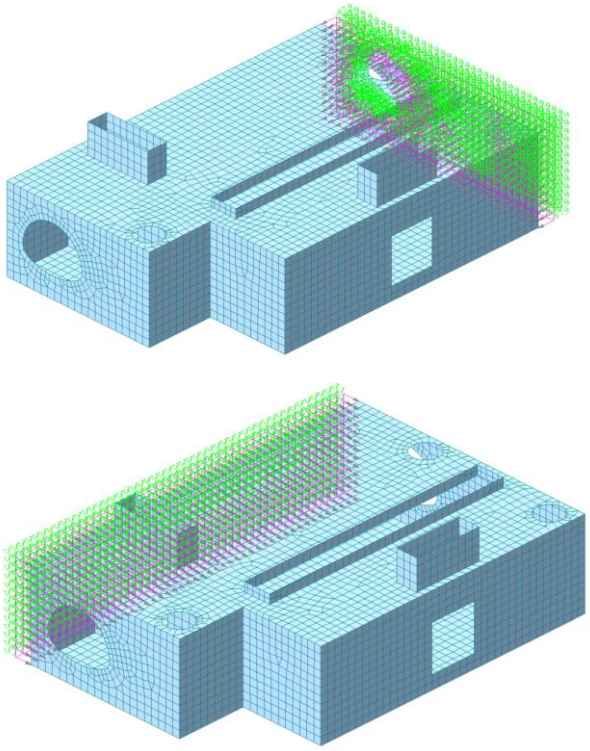


Figura 40 – Spinta laterale su pareti da traffico (sopra) e da folla (sotto).

Le pareti ortogonali al traffico sono state caricate con il sovraccarico dovuto al traffico, le altre col sovraccarico da folla.

Tutti i sovraccarichi sono stati poi invilupati.

- **<u>MANUFATTO DI SOLLEVAMENTO</u>**:
  - Sovraccarico sulle pareti da folla: 5.00 kN/m² x 0.63 = 3.13 kN/m²

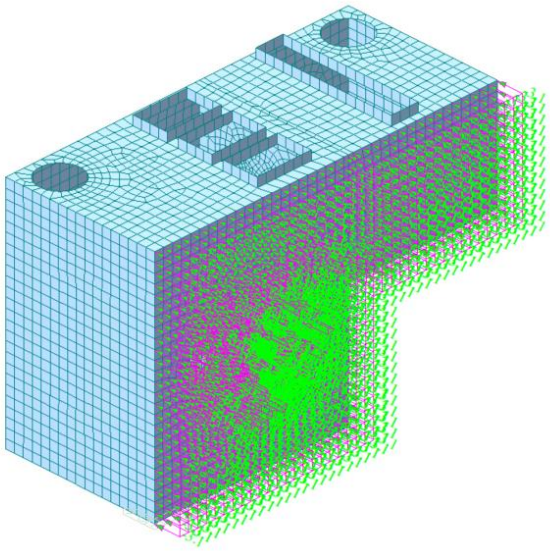


Figura 41 – Spinta laterale su pareti da folla.

- **<u>POZZETTO RIPARTITORE</u>**:
  - Sovraccarico sulle pareti da folla: 5.00 kN/m² x 0.63 = 3.13 kN/m²

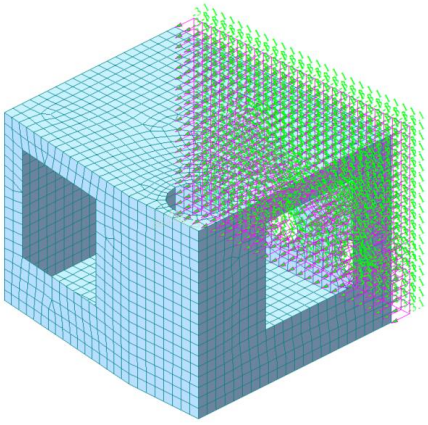


Figura 42 – Spinta laterale da folla.

- **<u>POZZETTO DI CURVA</u>**:
  - Sovraccarico sulle pareti da folla: 5.00 kN/m² x 0.63 = 3.13 kN/m²

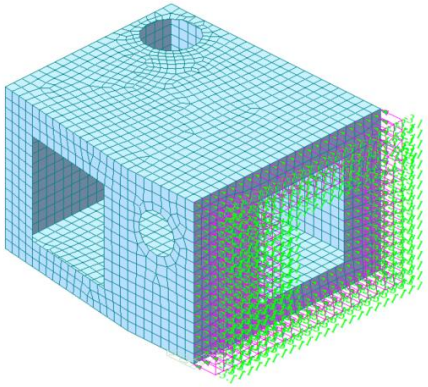


Figura 43 – Spinta laterale da folla.

10.6 Azione variabile: spinta dell'acqua

Le camerette saranno soggette a un'azione variabile dovuta alla pressione interna dell'acqua.

Nel calcolo strutturale verranno considerate entrambe le condizioni limite:

- il caso in cui non sia presente acqua all'interno della cameretta
- il caso in cui la cameretta risulti completamente piena d'acqua, generando quindi la massima pressione interna sulle pareti e sulla soletta di fondazione

Sono stati inoltre considerati e inviluppati i casi in cui una o più sezioni degli elementi strutturali risultano piene, vuote o in combinazione tra loro, tenendo conto del fatto che alcune strutture sono suddivise in scompartimenti.

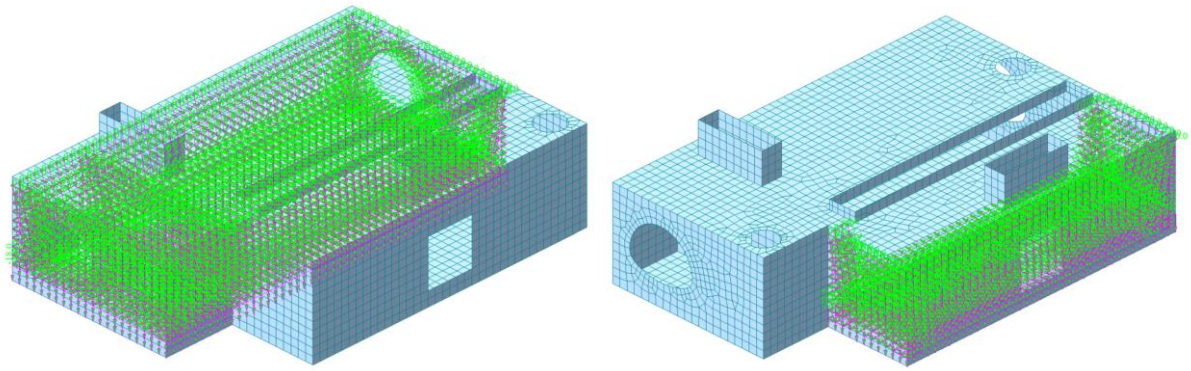


Figura 44 - Spinta dell'acqua: sopra cameretta di sfioro.

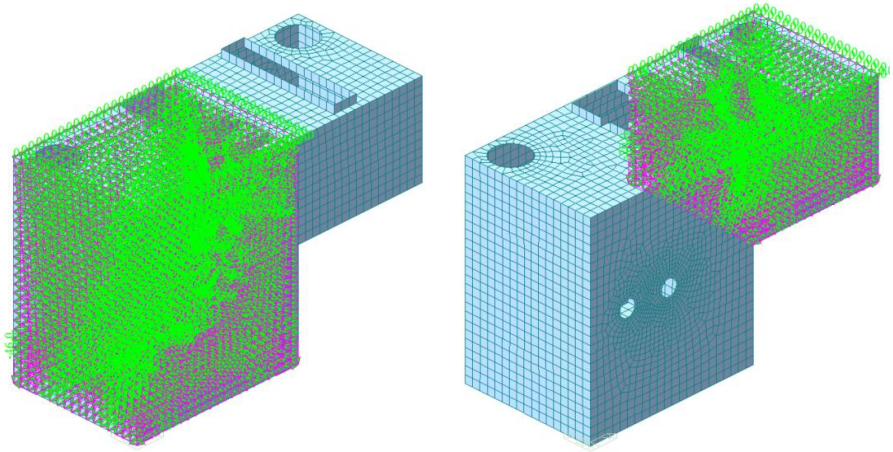


Figura 45- Spinta dell'acqua: sopra cameretta di sollevamento.

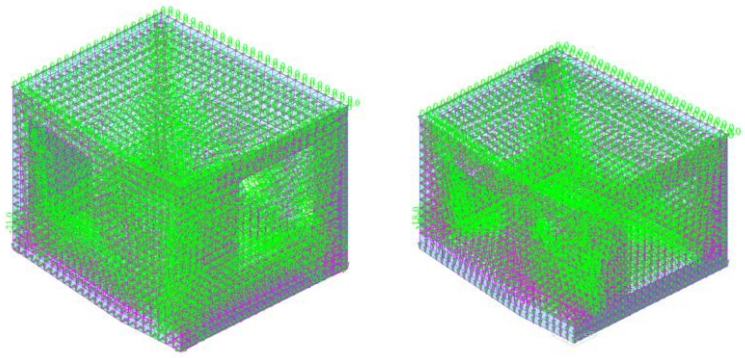


Figura 46 – Spinta dell'acqua: pozzetto ripartitore (sx) e di curva (dx).

10.7 Spinta del terreno in condizioni sismiche

La sovra spinta indotta dal sisma è stata stimata con il metodo di Wood mediante la seguente espressione, riferita ad una parete di sviluppo unitario:

$\Delta P = a_g/g \cdot S \cdot \gamma \cdot H^2$

con ΔP forza applicata ad una altezza di H/2.

L'equivalente pressione uniforme applicata per tutta l'altezza della parete si ottiene dividendo la forza risultante per H, ovvero applicando la formula:

$\Delta P = a_g/g \cdot S \cdot \gamma \cdot H$

Tale formula è valida per manufatti di altezza contenuta soggetti a deformazioni molto contenute, come nel caso delle strutture in esame.

- **MANUFATTO DI SFIORO**:

La sovra spinta è applicata come una pressione uniforme pari a:

$\Delta P = 0.048 \times 1.5 \times 20\ kN/m^3 \times (3.30)\ m = 4.75\ kN/m^2$

- **MANUFATTO DI SOLLEVAMENTO**:

La sovra spinta è applicata come una pressione uniforme pari a:

$\Delta P = 0.048 \times 1.5 \times 20\ kN/m^3 \times (5.25)\ m = 7.56\ kN/m^2$

- **POZZETTO RIPARTITORE**:

La sovra spinta è applicata come una pressione uniforme pari a:

$\Delta P = 0.048 \times 1.5 \times 20\ kN/m^3 \times (2.95)\ m = 4.25\ kN/m^2$

- **POZZETTO DI CURVA**:

La sovra spinta è applicata come una pressione uniforme pari a:

$\Delta P = 0.048 \times 1.5 \times 20\ kN/m^3 \times (2.65)\ m = 3.82\ kN/m^2$

10.8 Forze inerziali strutturali

Le forze di inerzia strutturali, legate all'evento sismico, sono conteggiate automaticamente dal programma di calcolo applicando alla massa degli elementi strutturali l'accelerazione massima orizzontale di progetto ($a_{max}= a_g/g \cdot S$). Si trascura la componente verticale.

11 COMBINAZIONI DI CARICO

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni (cap.2.5.3 delle NTC2018).

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

$$\gamma_{G1}\cdot G_1 + \gamma_{G2}\cdot G_2 + \gamma_P\cdot P + \gamma_{Q1}\cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2}\cdot\psi_{02}\cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3}\cdot\psi_{03}\cdot Q_{k3} + \ldots$$

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02}\cdot Q_{k2} + \psi_{03}\cdot Q_{k3} + \ldots$$

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

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11}\cdot Q_{k1} + \psi_{22}\cdot Q_{k2} + \psi_{23}\cdot Q_{k3} + \ldots$$

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

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21}\cdot Q_{k1} + \psi_{22}\cdot Q_{k2} + \psi_{23}\cdot Q_{k3} + \ldots$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21}\cdot Q_{k1} + \psi_{22}\cdot Q_{k2} + \ldots$$

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21}\cdot Q_{k1} + \psi_{22}\cdot Q_{k2} + \ldots$$

11.1 Coefficienti parziali di sicurezza e coefficienti di combinazione

I coefficienti parziali di sicurezza γ_G e γ_Q sono dati nella tabella 2.6.I delle NTC2018.

Tab. 2.6.I – *Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU*

		Coefficiente γ_F	EQU	A1	A2
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali G_2[1]	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

[1] Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Figura 47 – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU (Tab.2.6.I delle NTC2018).

Tab. 5.1.V – *Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU*

		Coefficiente	EQU[1]	A1	A2
Azioni permanenti g_1 e g_3	favorevoli sfavorevoli	γ_{G1} e γ_{G3}	0,90 1,10	1,00 1,35	1,00 1,00
Azioni permanenti non strutturali [2] g_2	favorevoli sfavorevoli	γ_{G2}	0,00 1,50	0,00 1,50	0,00 1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli sfavorevoli	γ_Q	0,00 1,35	0,00 1,35	0,00 1,15
Azioni variabili	favorevoli sfavorevoli	γ_{Qi}	0,00 1,50	0,00 1,50	0,00 1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{\varepsilon 1}$	0,90 1,00[3]	1,00 1,00[4]	1,00 1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{\varepsilon 2}$, $\gamma_{\varepsilon 3}$, $\gamma_{\varepsilon 4}$	0,00 1,20	0,00 1,20	0,00 1,00

[1] Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori della colonna A2.
[2] Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali, o di una parte di essi (ad esempio carichi permanenti portati), sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.
[3] 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna
[4] 1,20 per effetti locali

Figura 48 – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU (Tab.5.1V delle NTC2018).

I valori dei coefficienti di combinazione ψ_0, ψ_1 e ψ_2 sono riportati nella tabella 2.5.I delle NTC2018.

Tab. 2.5.I – *Valori dei coefficienti di combinazione*

Categoria/Azione variabile	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
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 – Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse , parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G – Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I – Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K – Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
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

Figura 49 – Valori dei coefficienti di combinazione (Tab.2.5. I delle NTC2018).

Tab. 5.1.VI - *Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali*

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combinazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tab. 5.1.IV)	Schema 1 (carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (carichi distribuiti	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	--	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
Neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

Figura 50 – Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali (Tab.5.1.VI delle NTC2018).

12 RISULTATI DELLE ANALISI

Di seguito sono riportati i diagrammi delle principali sollecitazioni (momenti flettenti, sforzi taglianti e sforzi assiali) agenti sugli elementi strutturali principali: muri, soletta di fondazione e soletta di copertura.

Le sollecitazioni sono riportate in corrispondenza dell'inviluppo delle combinazioni di carico previste per lo Stato Limite Ultimo (SLU), per gli Stati Limite di Esercizio (SLE) e per lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV). Per evitare di appesantire la relazione con un numero eccessivo di immagini estratte dal programma di calcolo *Midas Gen*, si presentano unicamente le sollecitazioni relative allo Stato Limite Ultimo, inclusa la combinazione sismica dello Stato Limite di Salvaguardia della Vita, e agli Stati Limite di Esercizio in combinazione caratteristica.

12.1 Manufatto di sfioro

12.1.1 Soletta di fondazione

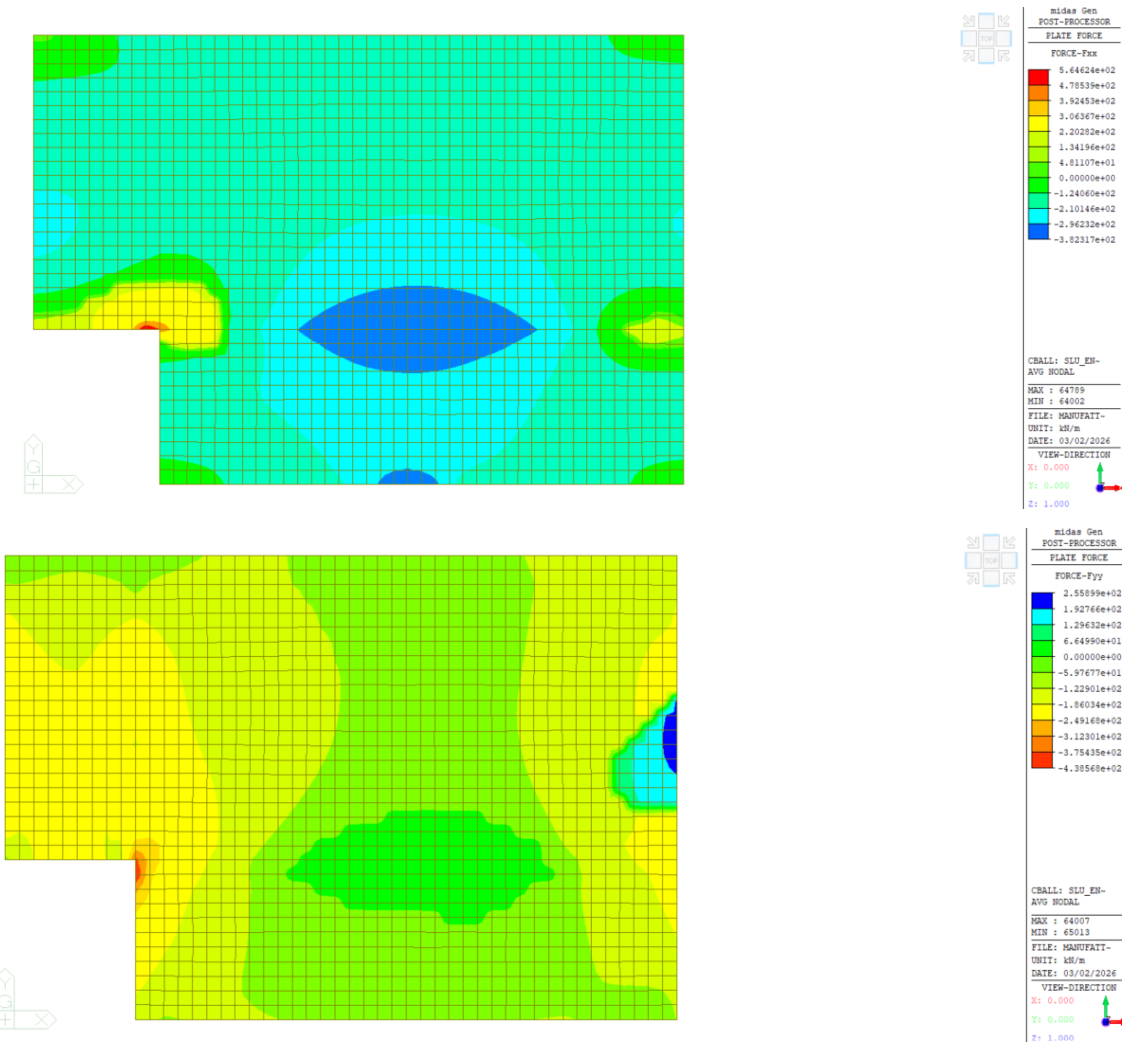


Figura 51 – Azione assiale Fxx e Fyy (ENV-SLU).

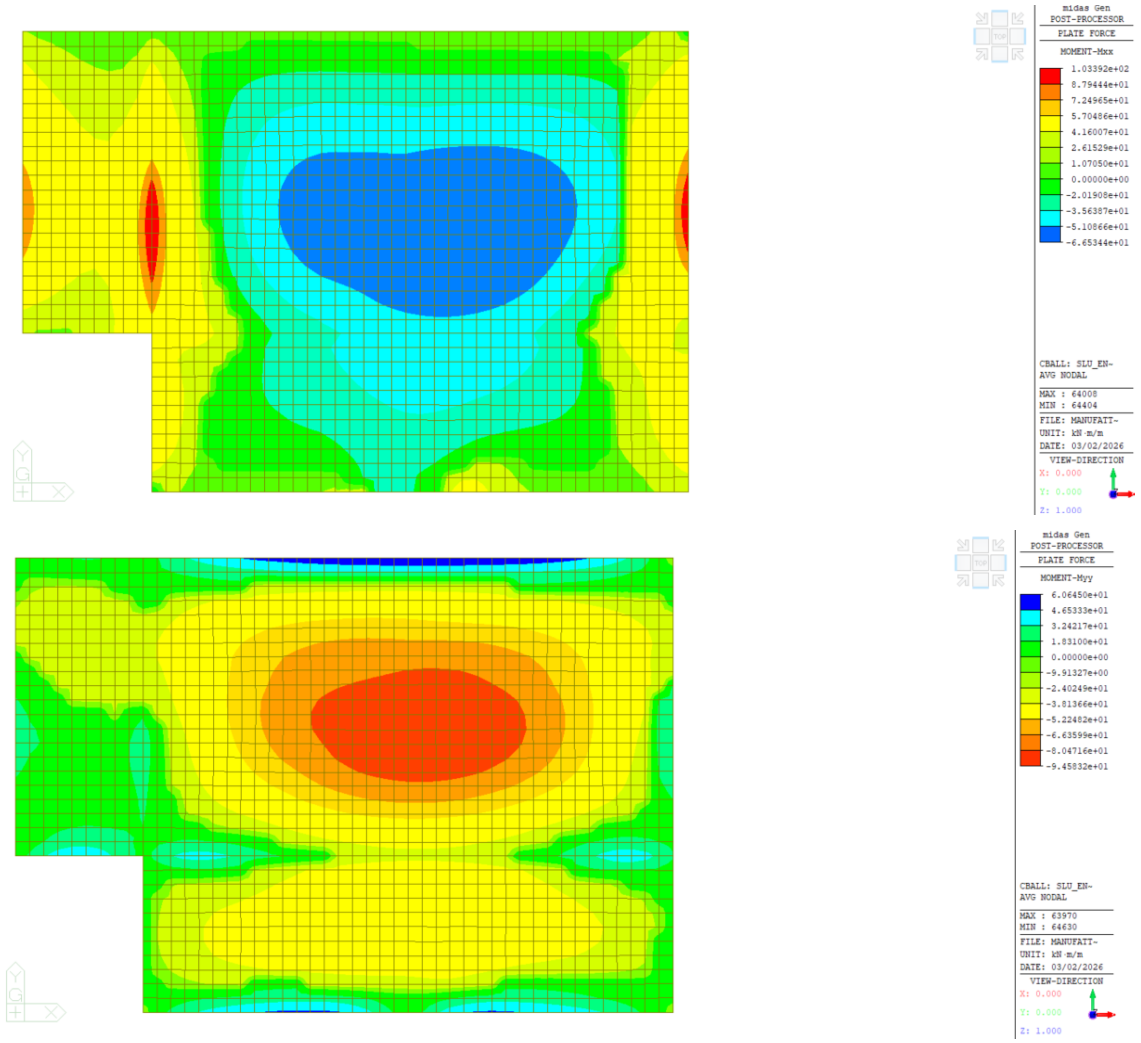
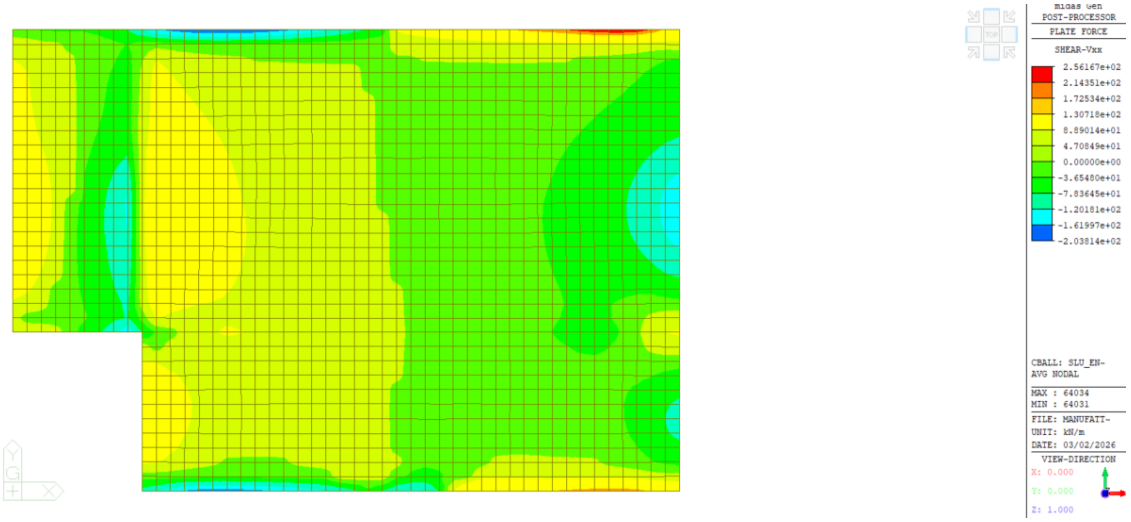


Figura 52 – Momento flettente Mxx e Myy (ENV-SLU).



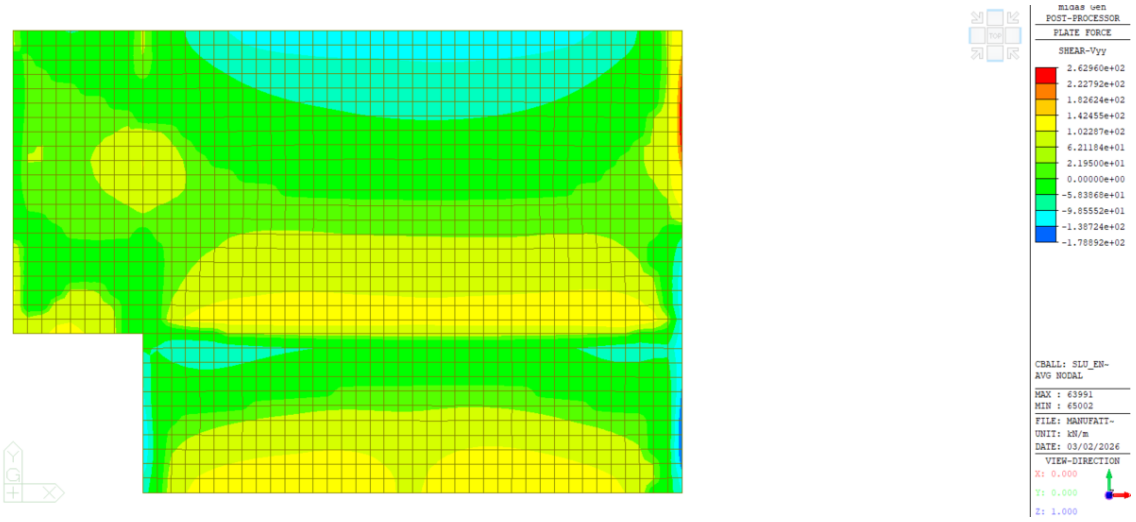


Figura 53 – Taglio Vxx e Vyy (ENV-SLU).

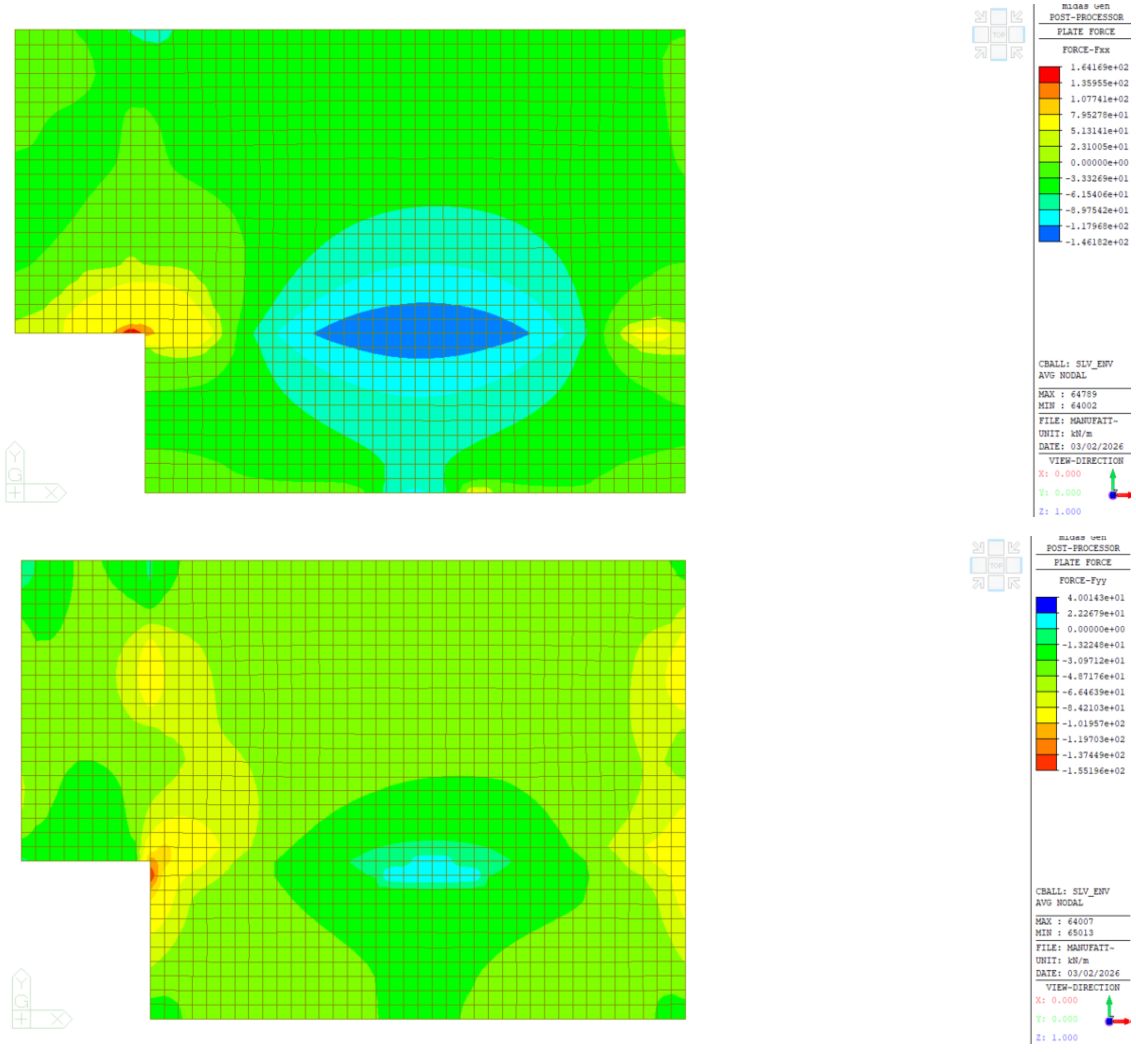


Figura 54 – Azione assiale Fxx e Fyy (ENV-SLV).

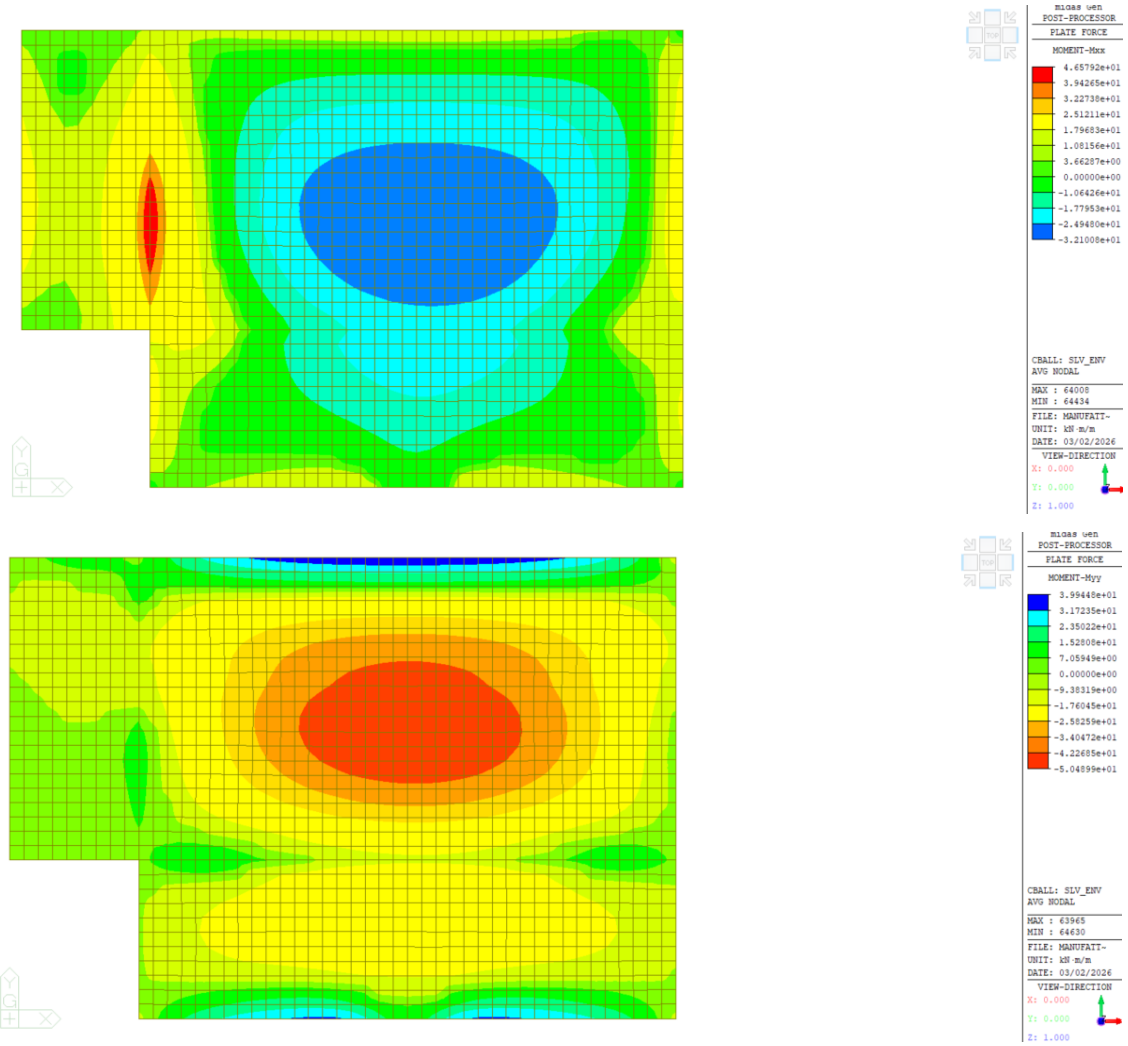
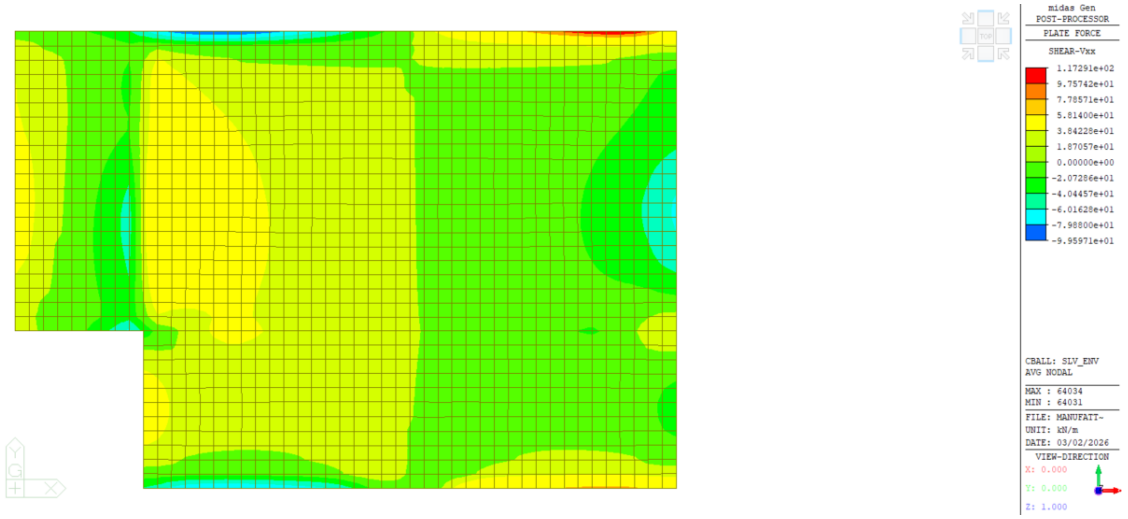


Figura 55 – Momento flettente Mxx e Myy (ENV-SLV).



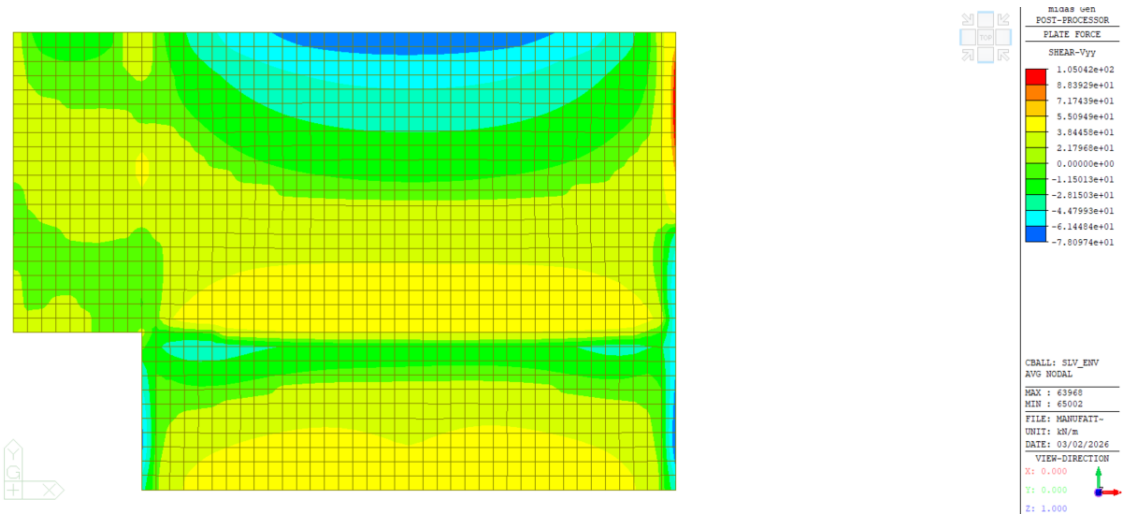


Figura 56 – Taglio Vxx e Vyy (ENV-SLV).

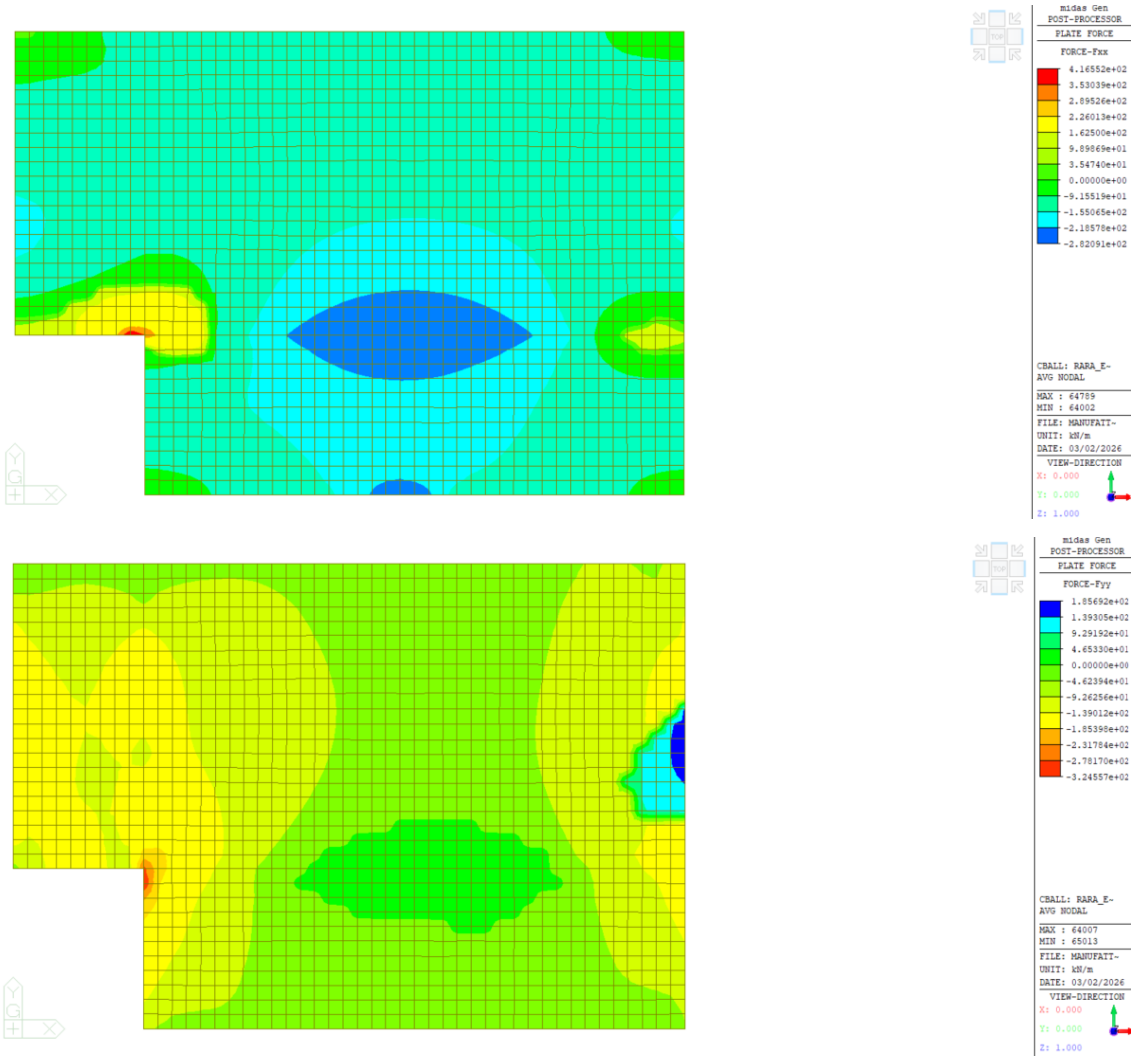


Figura 57 – Azione assiale Fxx e Fyy (ENV-SLE).

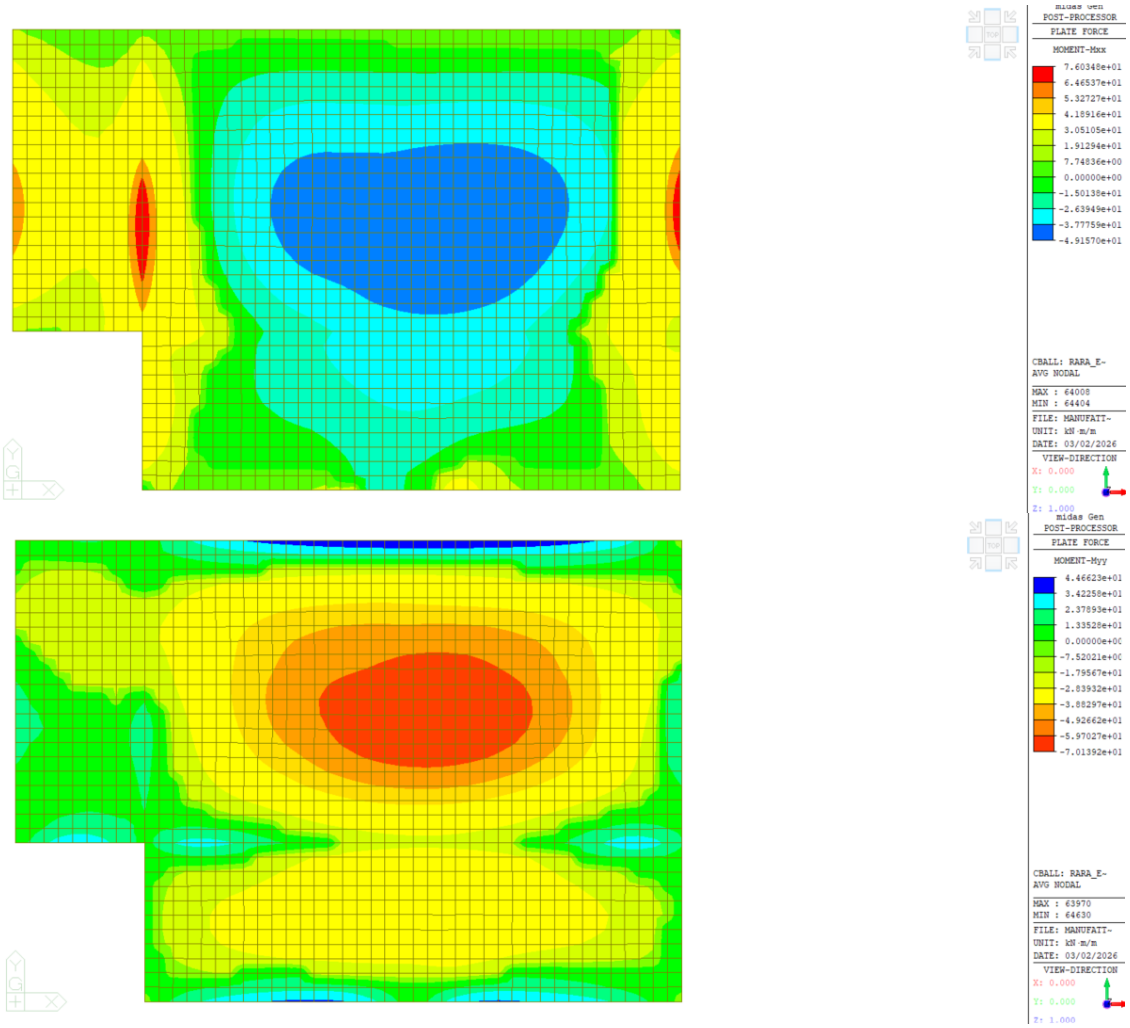


Figura 58 – Momento flettente Mxx e Myy (ENV-SLE).

12.1.2 Soletta di Copertura

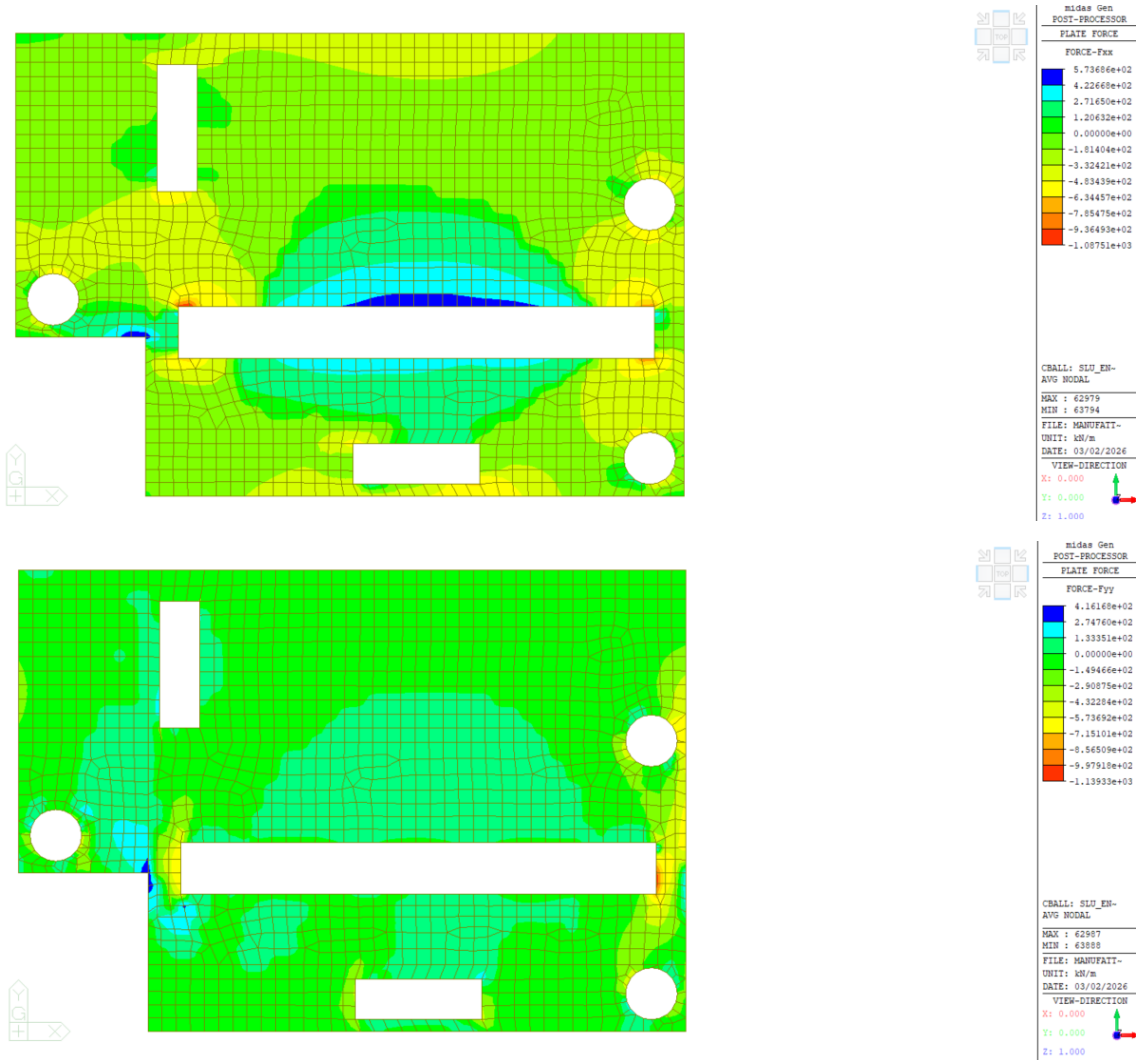


Figura 59 – Azione assiale Fxx e Fyy (ENV-SLU).

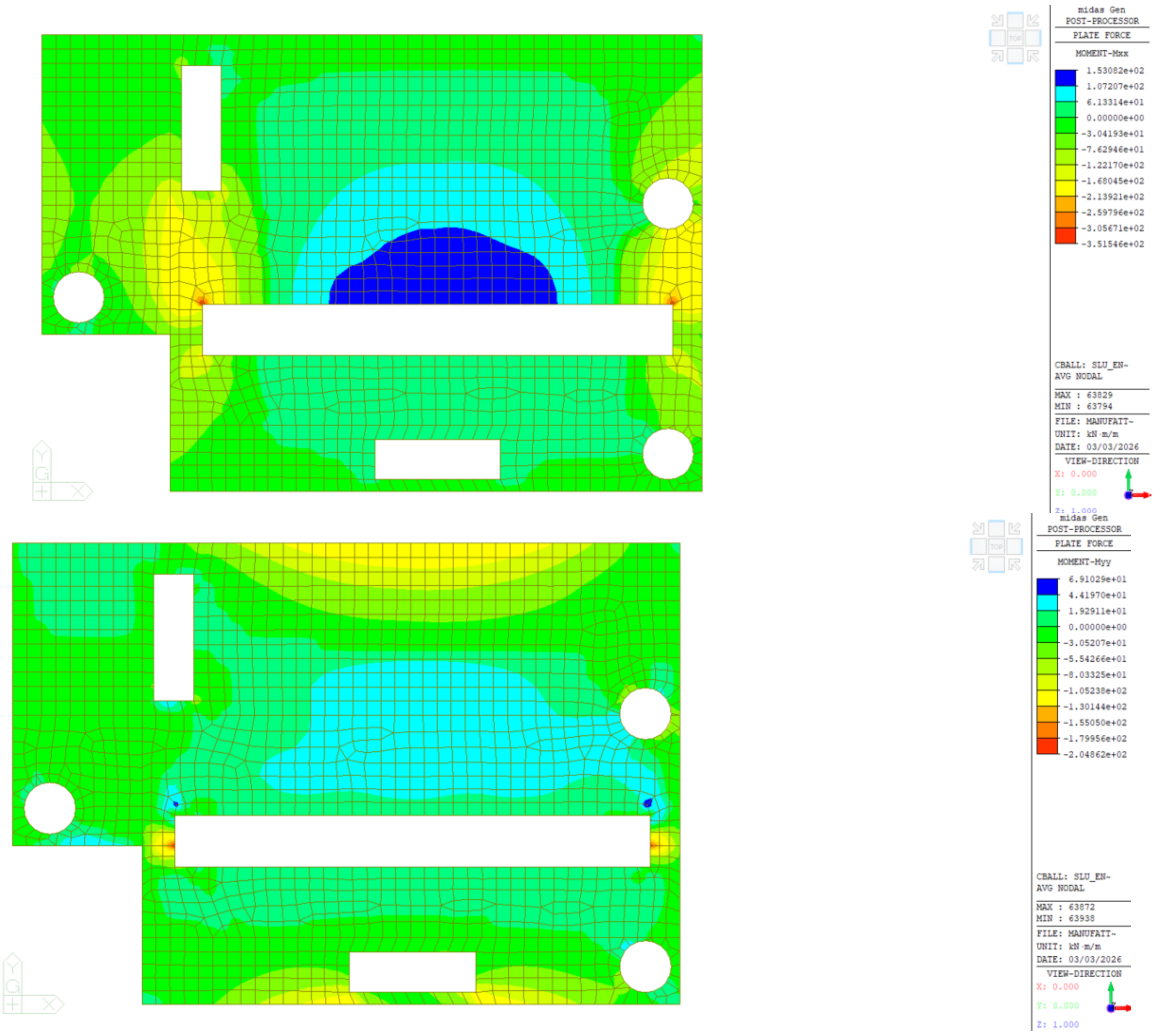
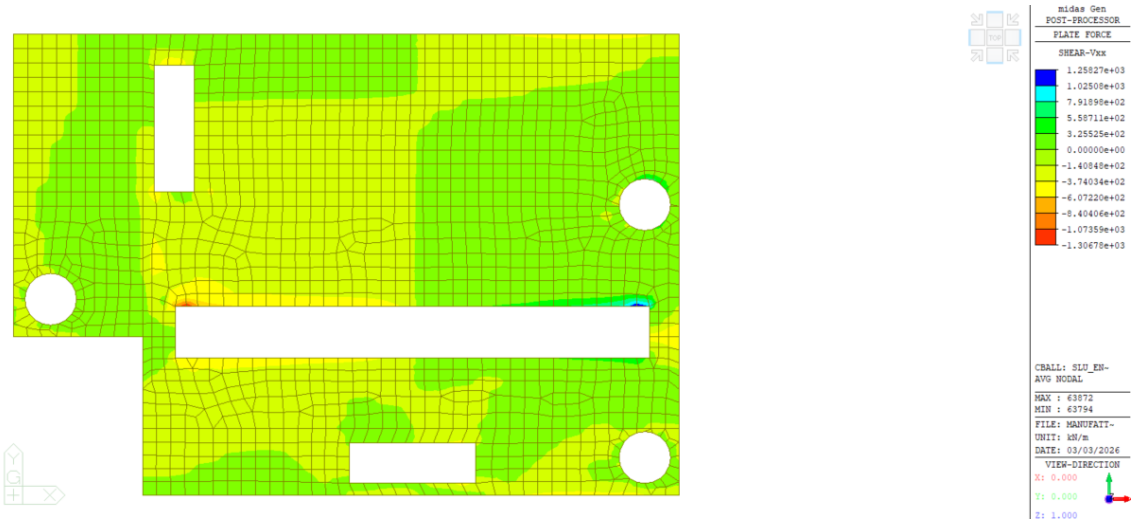


Figura 60 – Momento flettente Mxx e Myy (ENV-SLU).



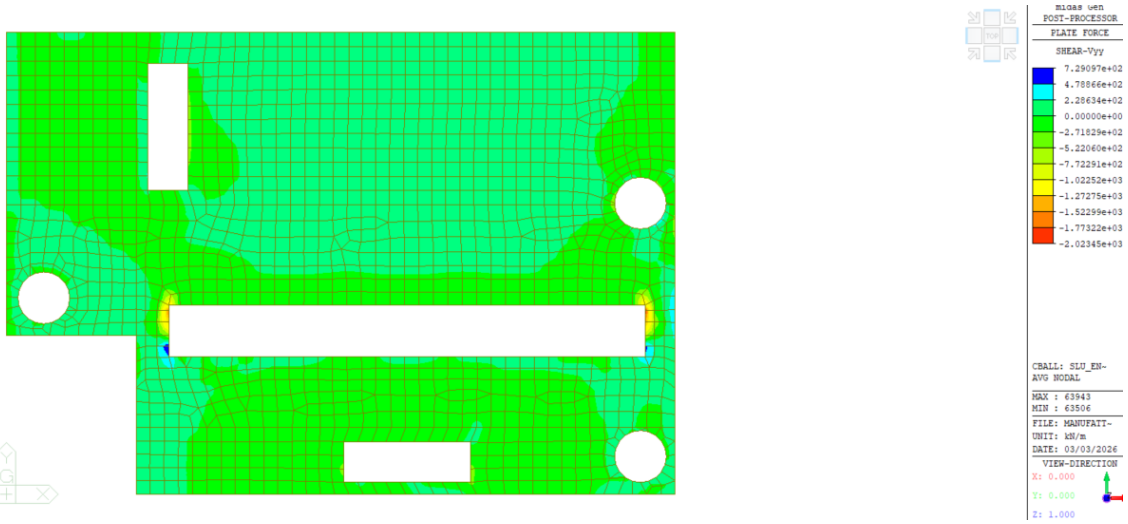


Figura 61 – Taglio Vxx e Vyy (ENV-SLU).

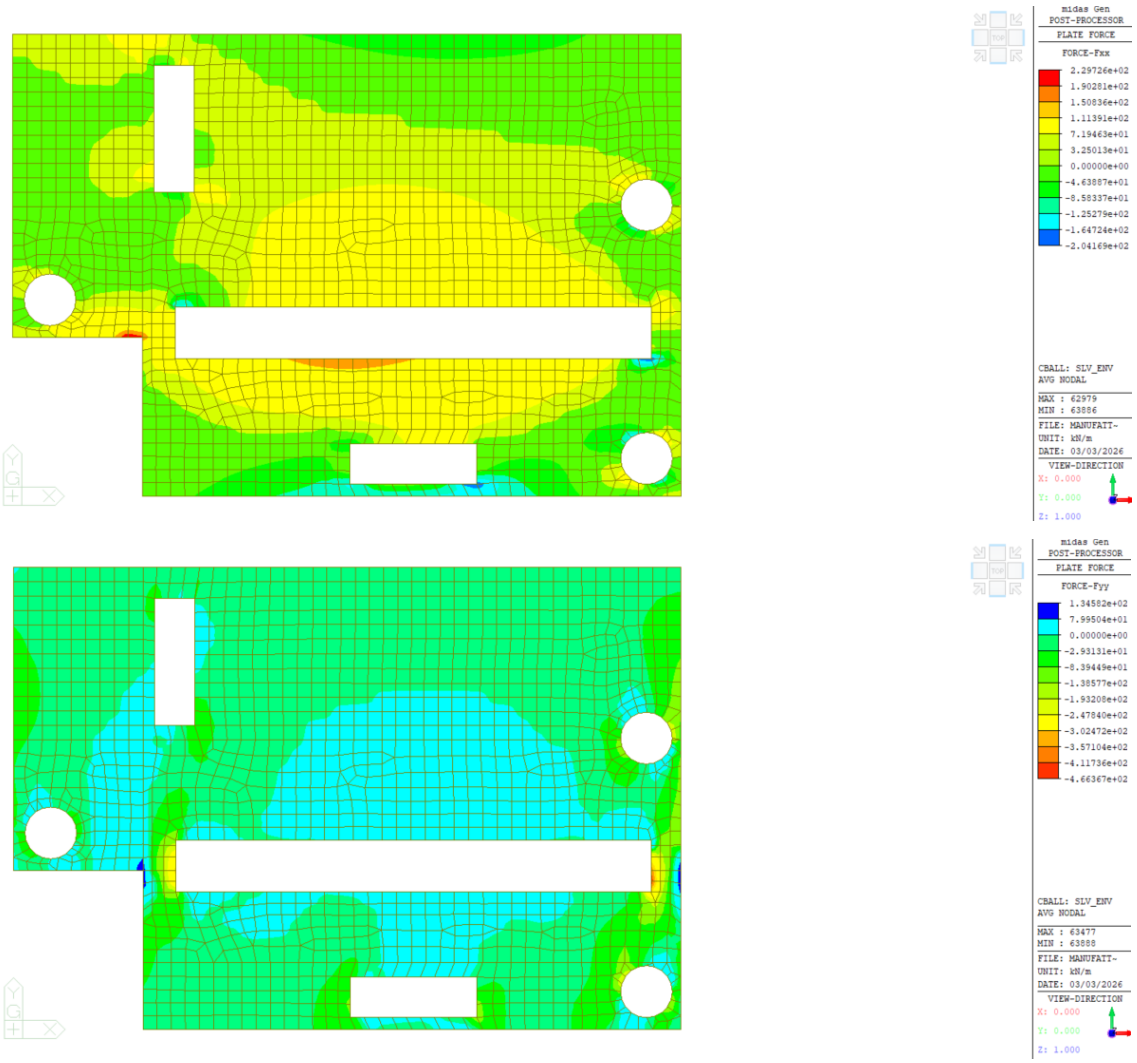


Figura 62 – Azione assiale Fxx e Fyy (ENV-SLV).

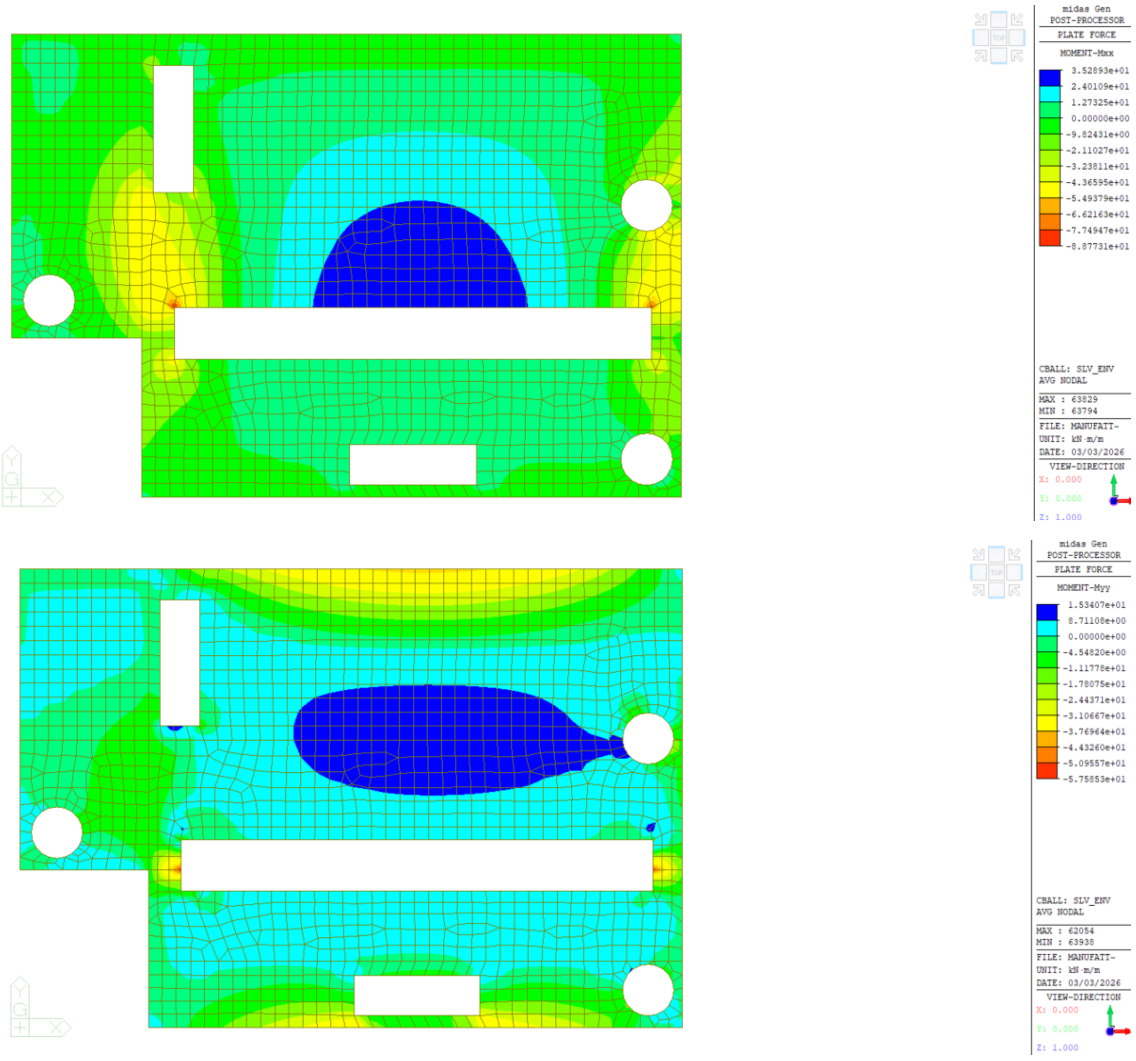
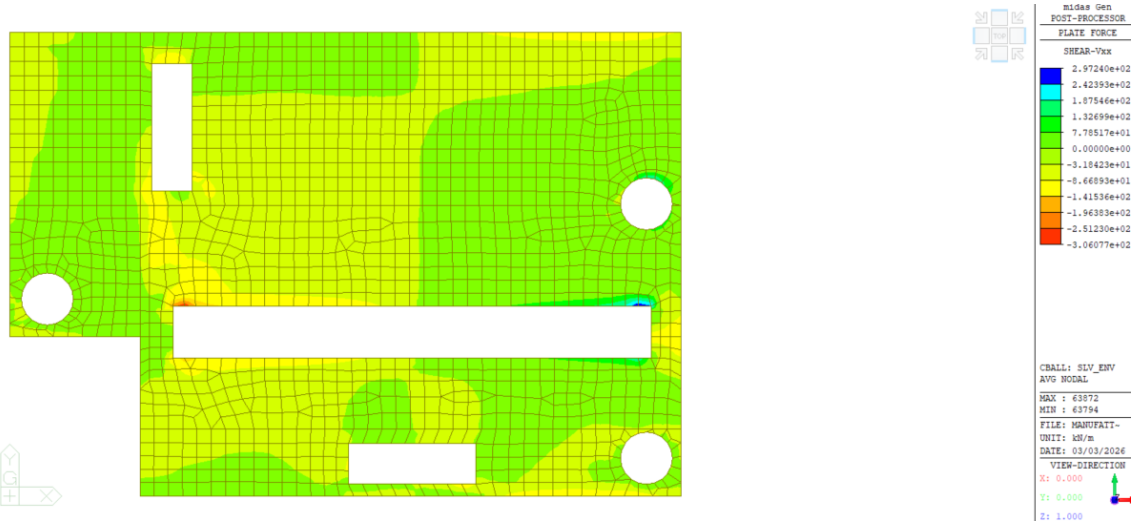


Figura 63 – Momento flettente Mxx e Myy (ENV-SLV).



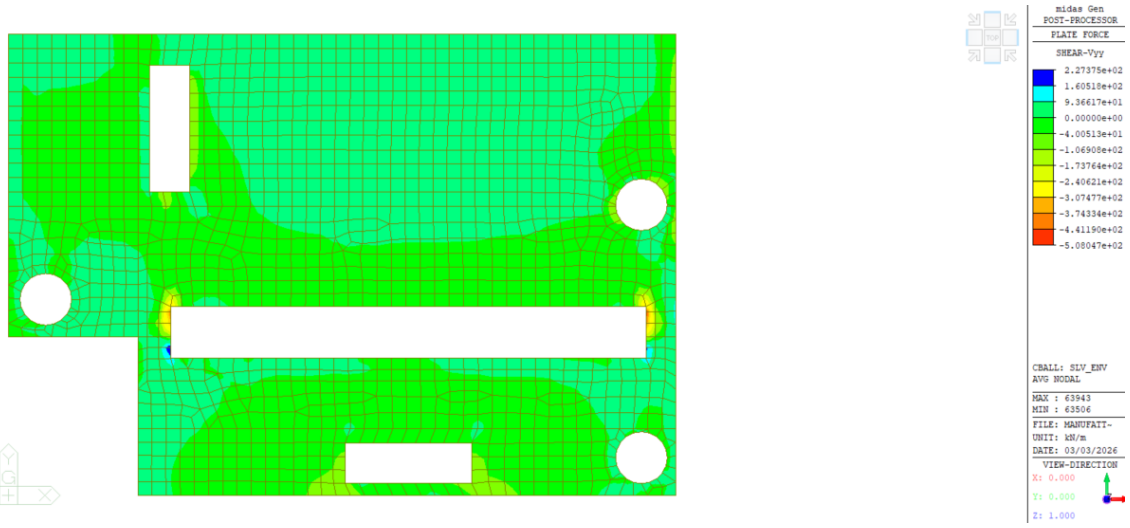


Figura 64 – Taglio Vxx e Vyy (ENV-SLV).

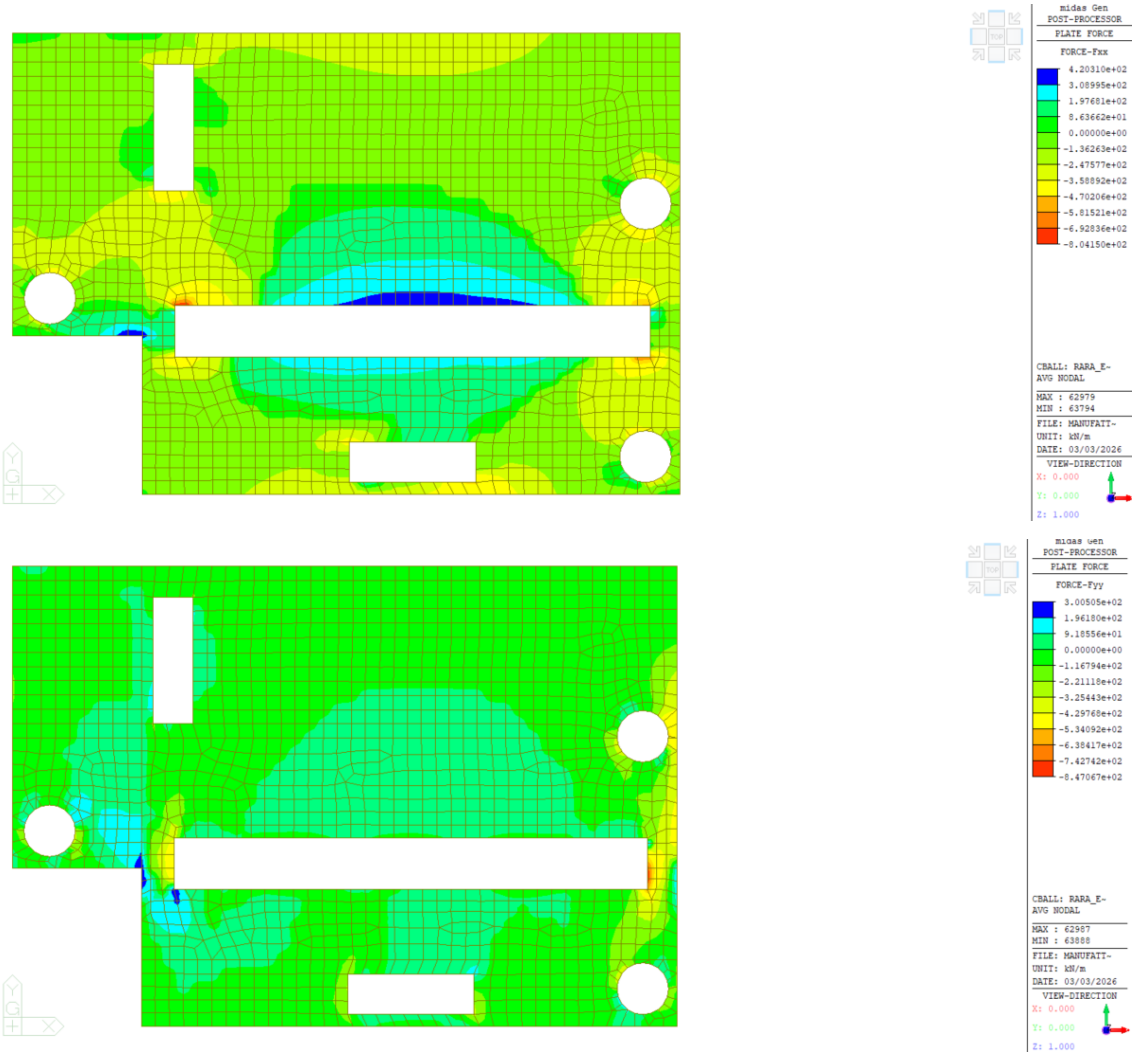


Figura 65 – Azione assiale Fxx e Fyy (ENV-SLE).

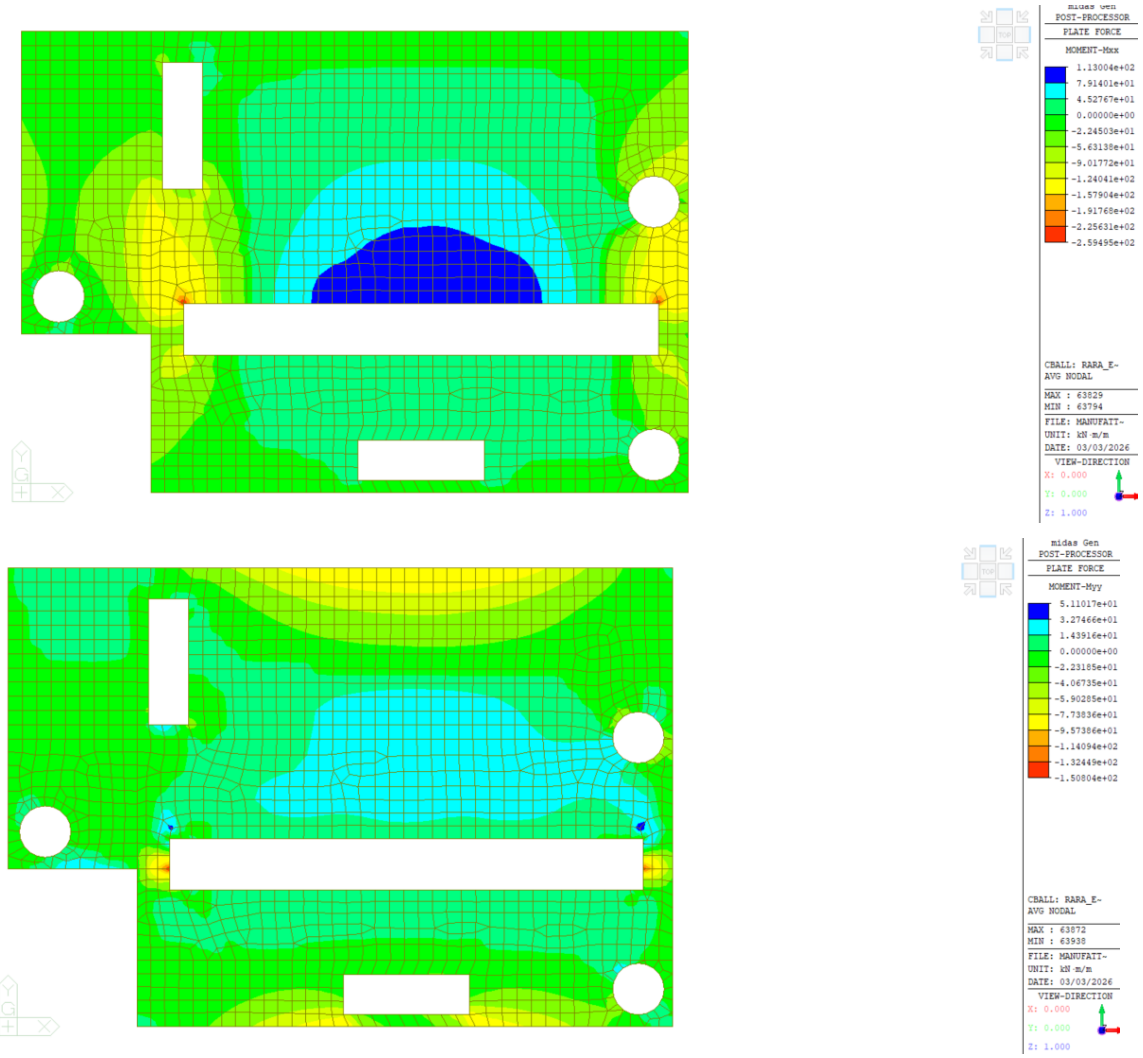


Figura 66 – Momento flettente Mxx e Myy (ENV-SLE).

12.1.3 Pareti

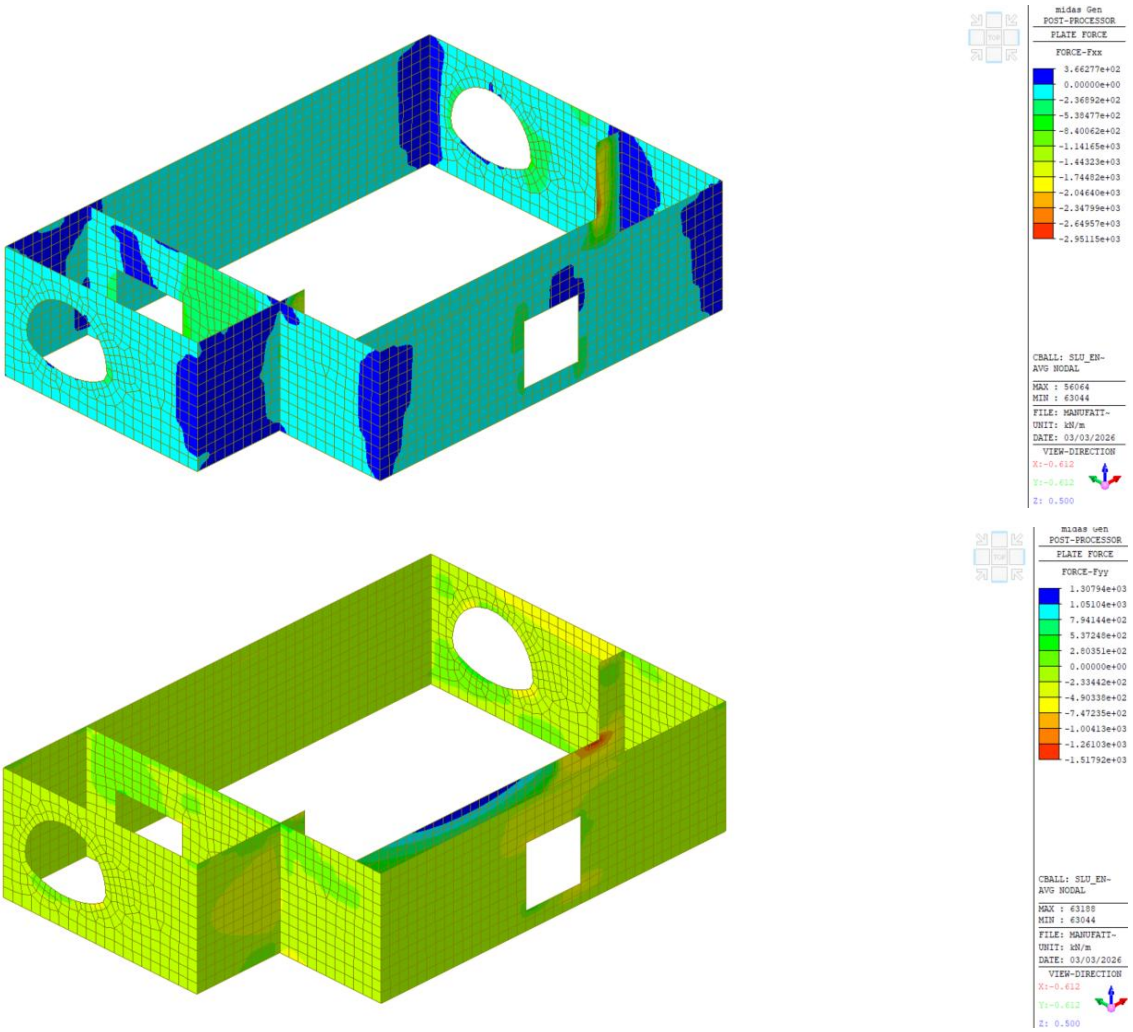
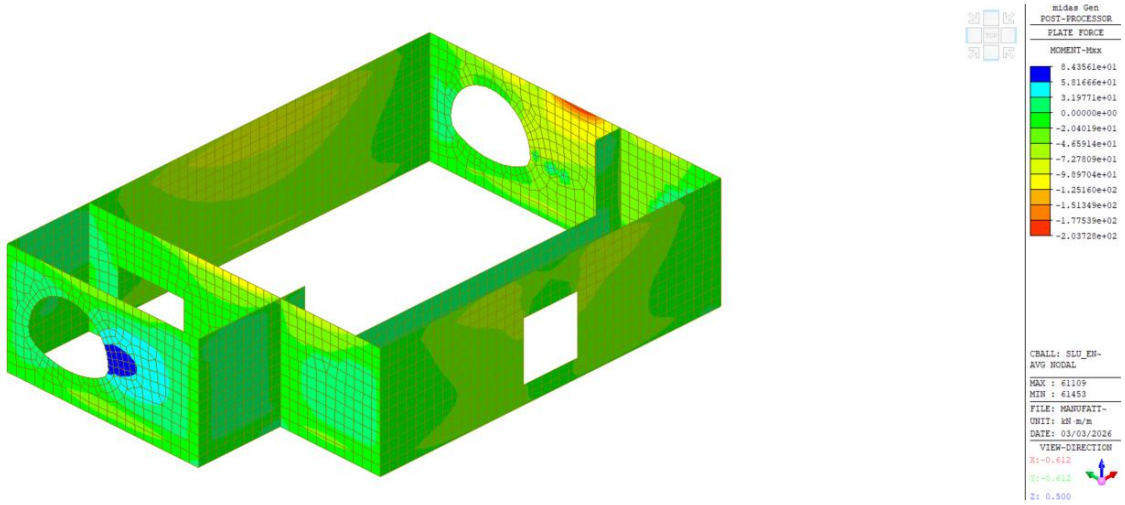


Figura 67 – Azione assiale Fxx e Fyy (ENV-SLU).



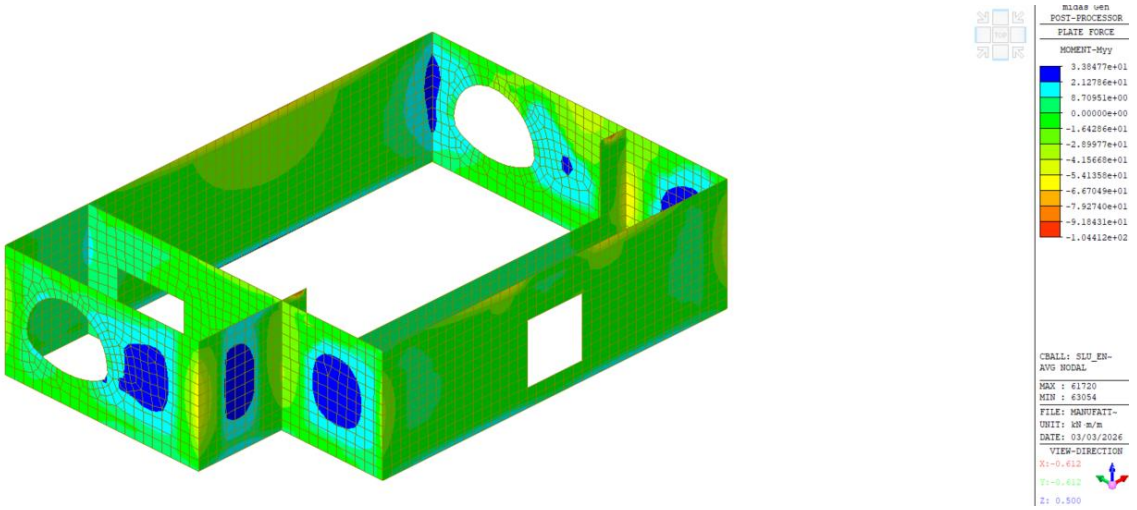


Figura 68 – Momento flettente Mxx e Myy (ENV-SLU).

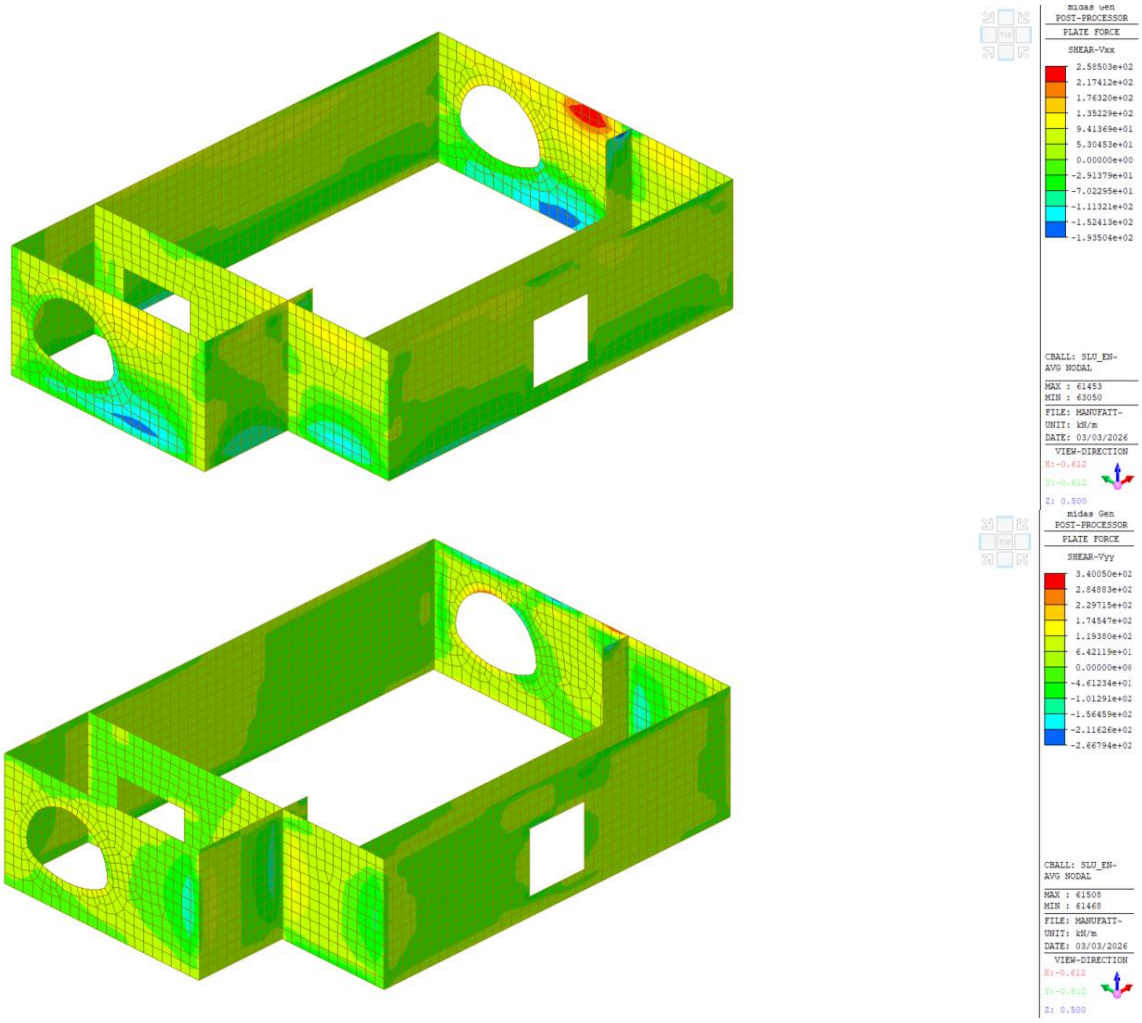


Figura 69 – Taglio Vxx e Vyy (ENV-SLU).

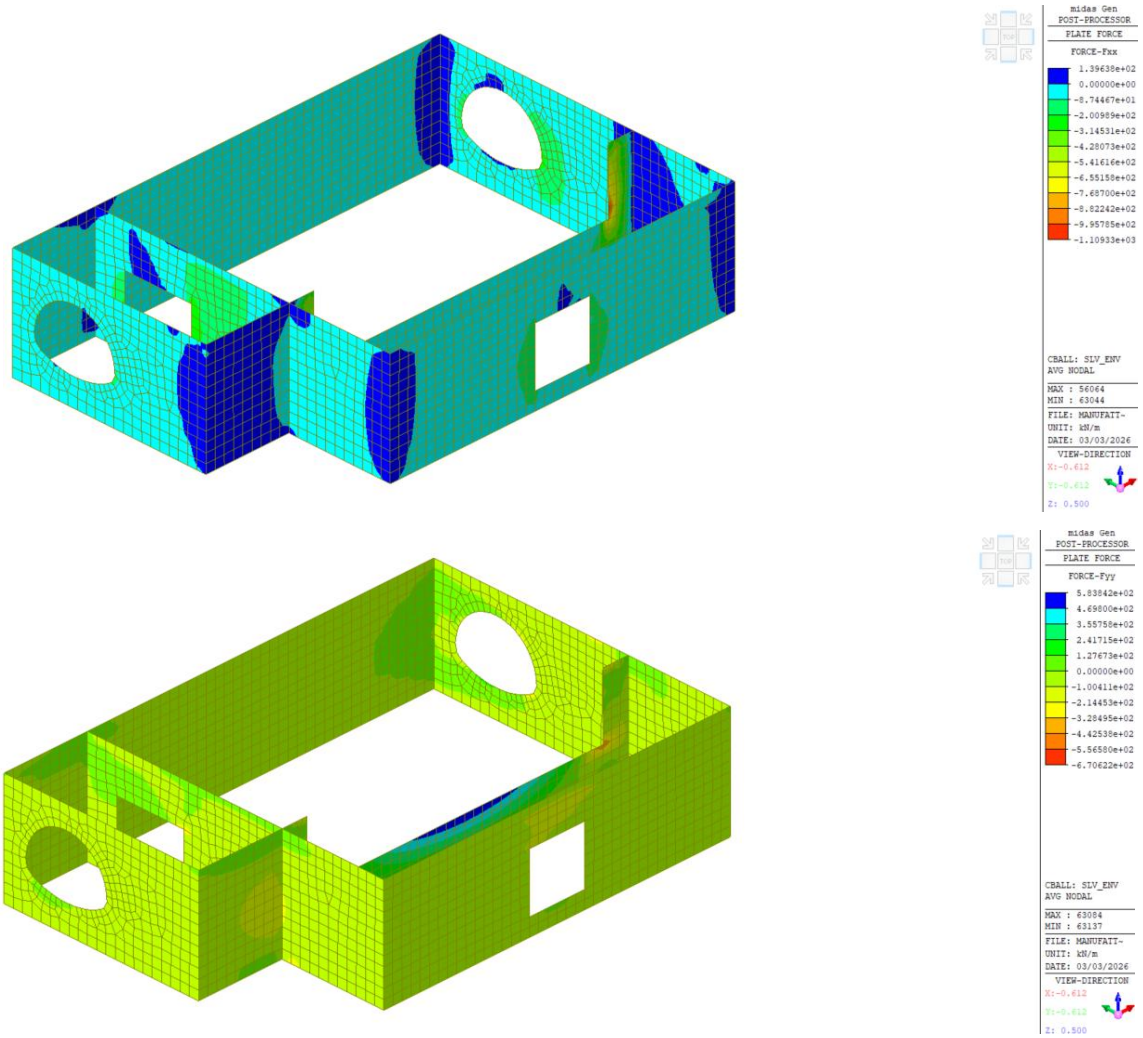
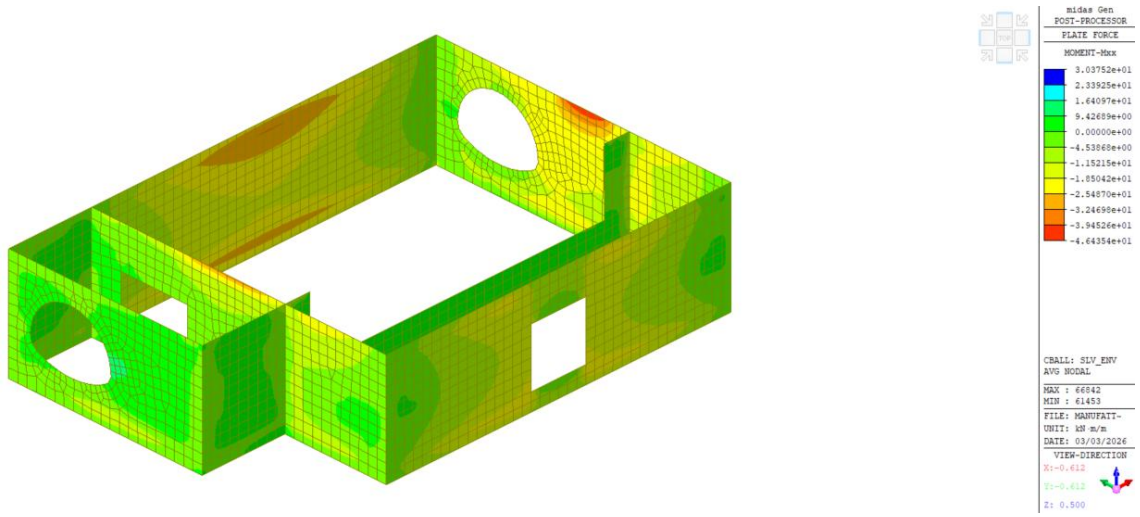


Figura 70 – Azione assiale Fxx e Fyy (ENV-SLV).



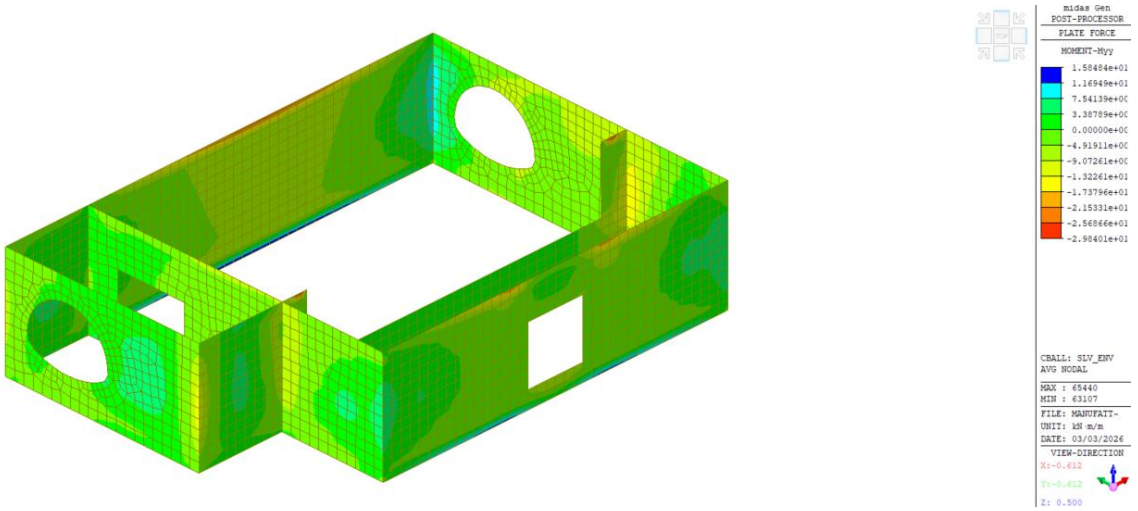


Figura 71 – Momento flettente Mxx e Myy (ENV-SLV).

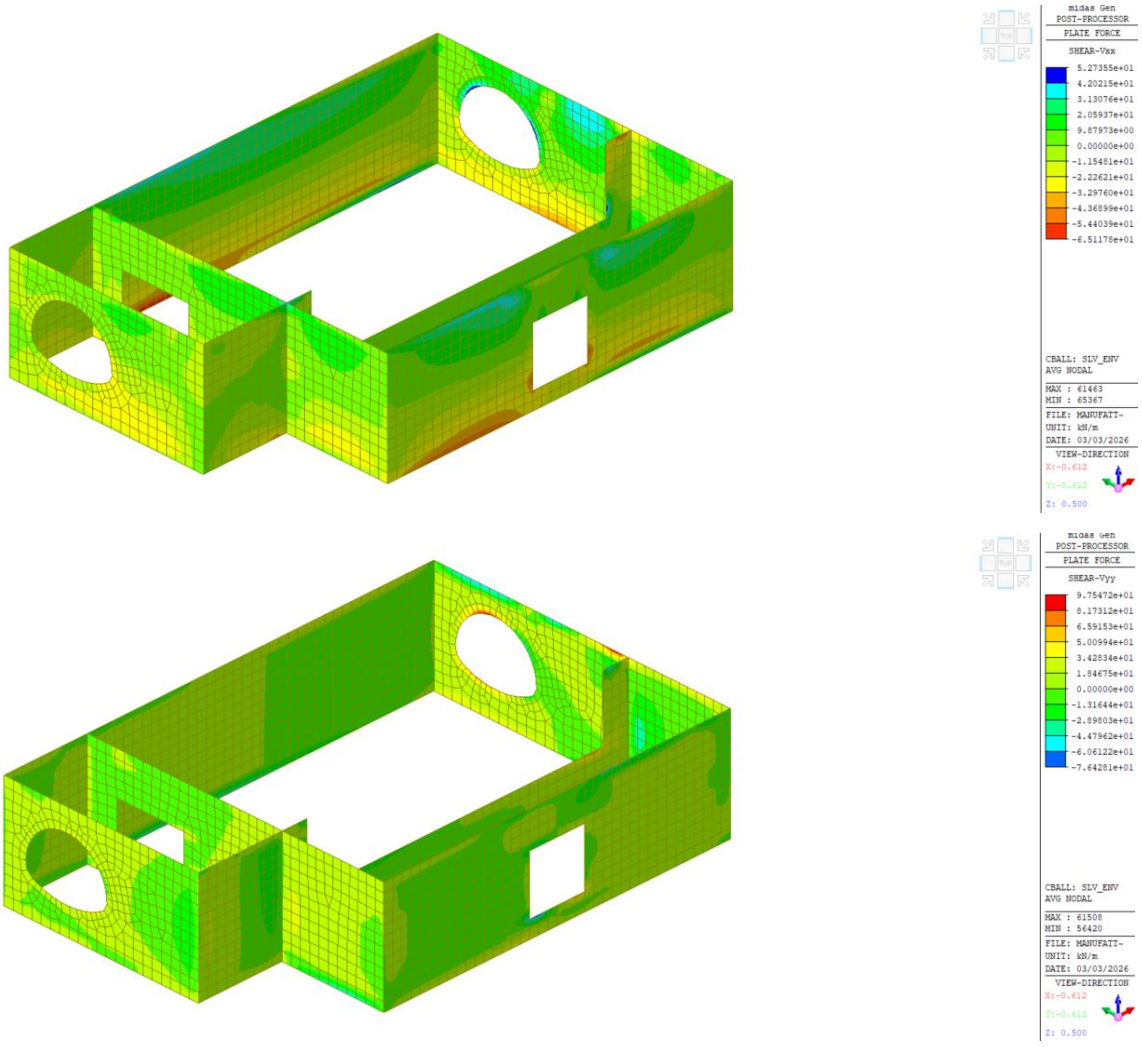


Figura 72 – Taglio Vxx e Vyy (ENV-SLV).

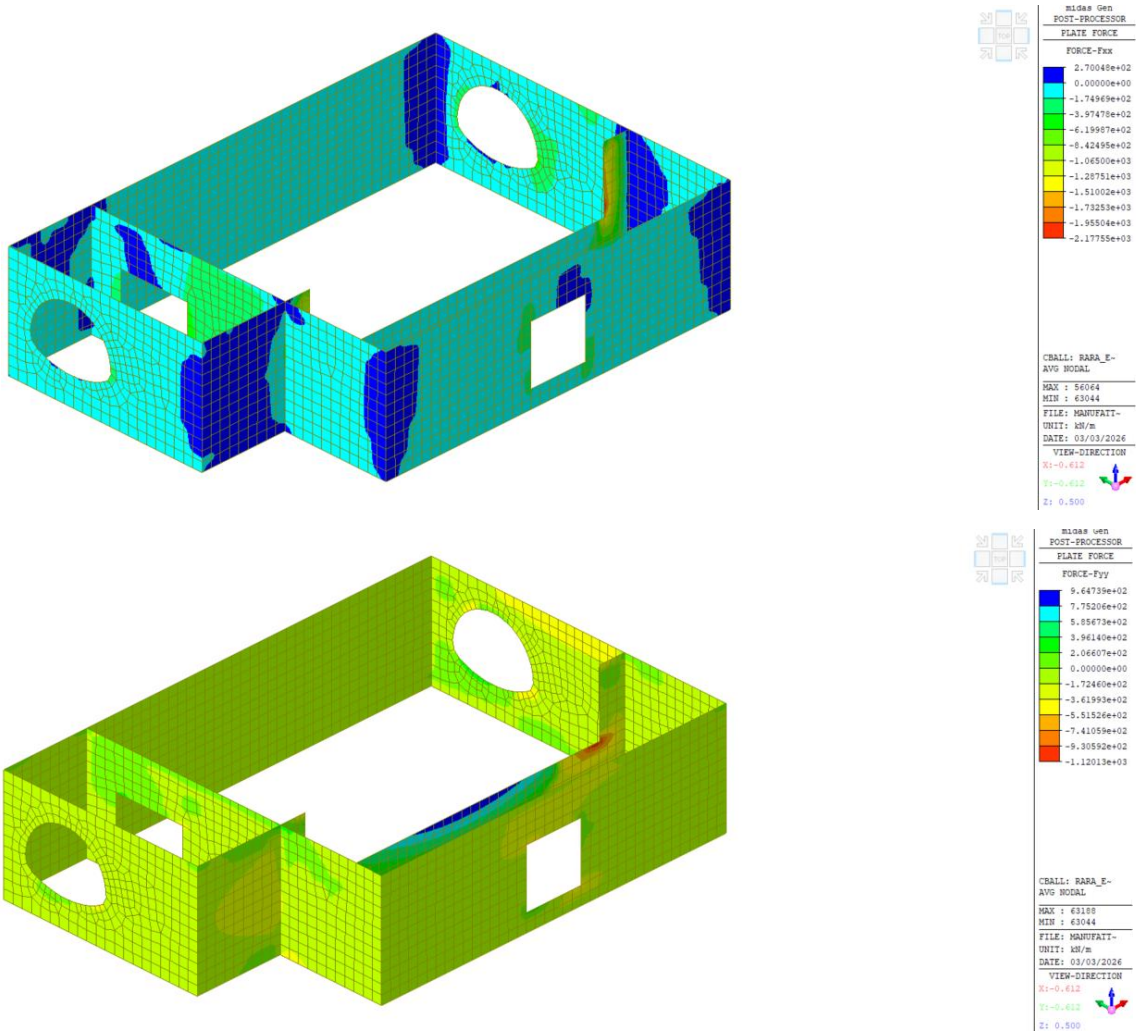
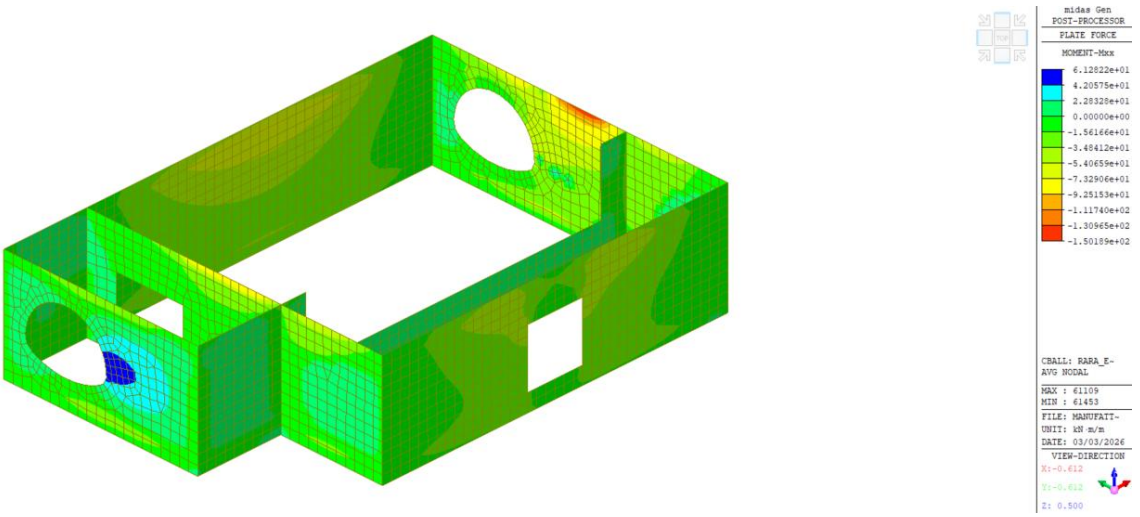


Figura 73 – Azione assiale Fxx e Fyy (ENV-SLE).



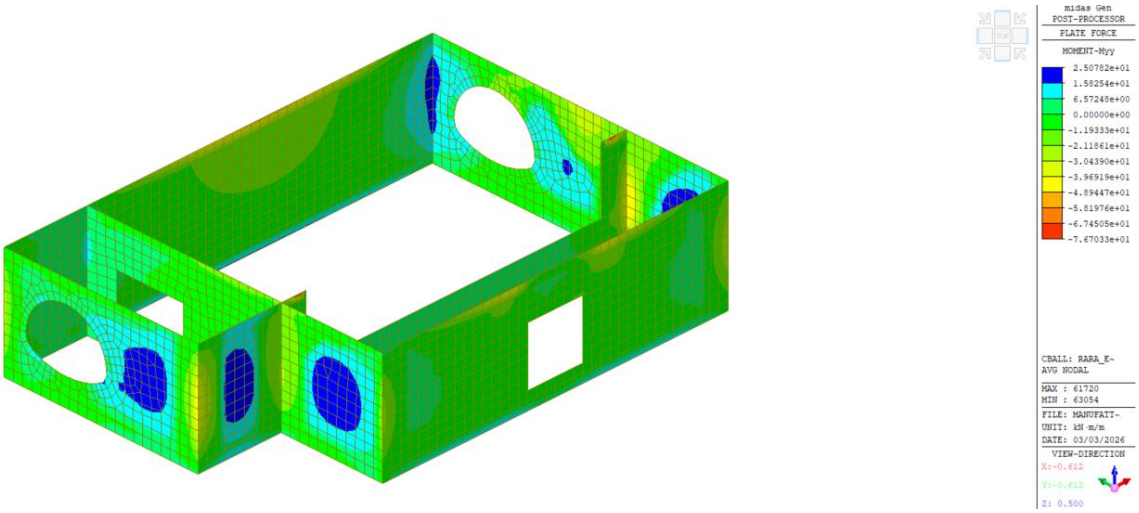


Figura 74 – Momento flettente Mxx e Myy (ENV-SLE).

12.2 Manufatto di sollevamento

12.2.1 Soletta di fondazione

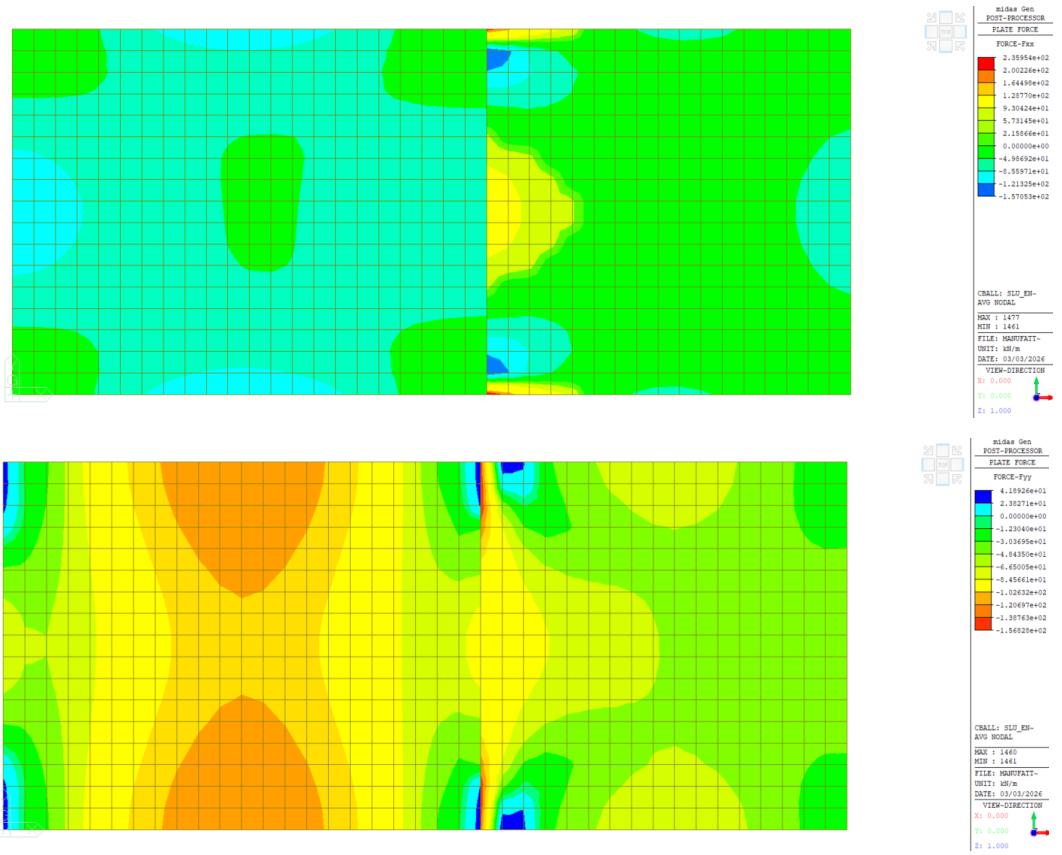
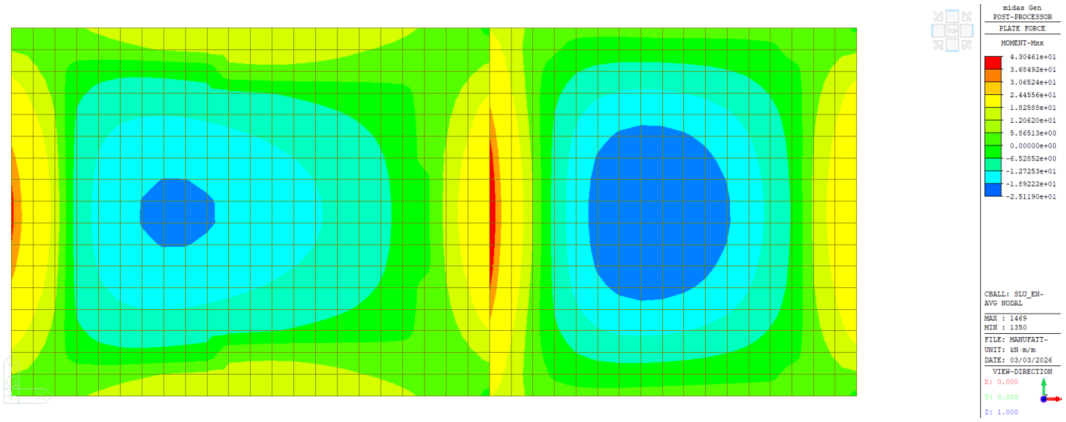


Figura 75 – Azione assiale Fxx e Fyy (ENV-SLU).



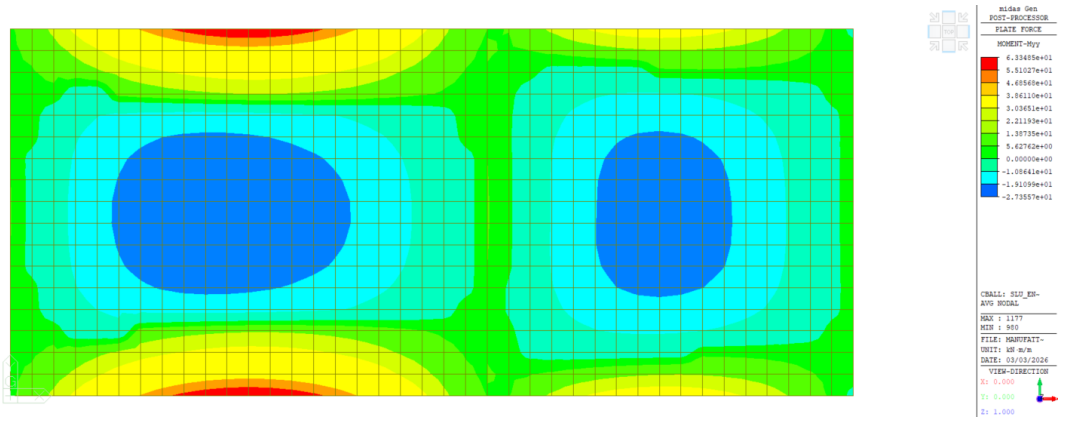


Figura 76 – Momento flettente Mxx e Myy (ENV-SLU).

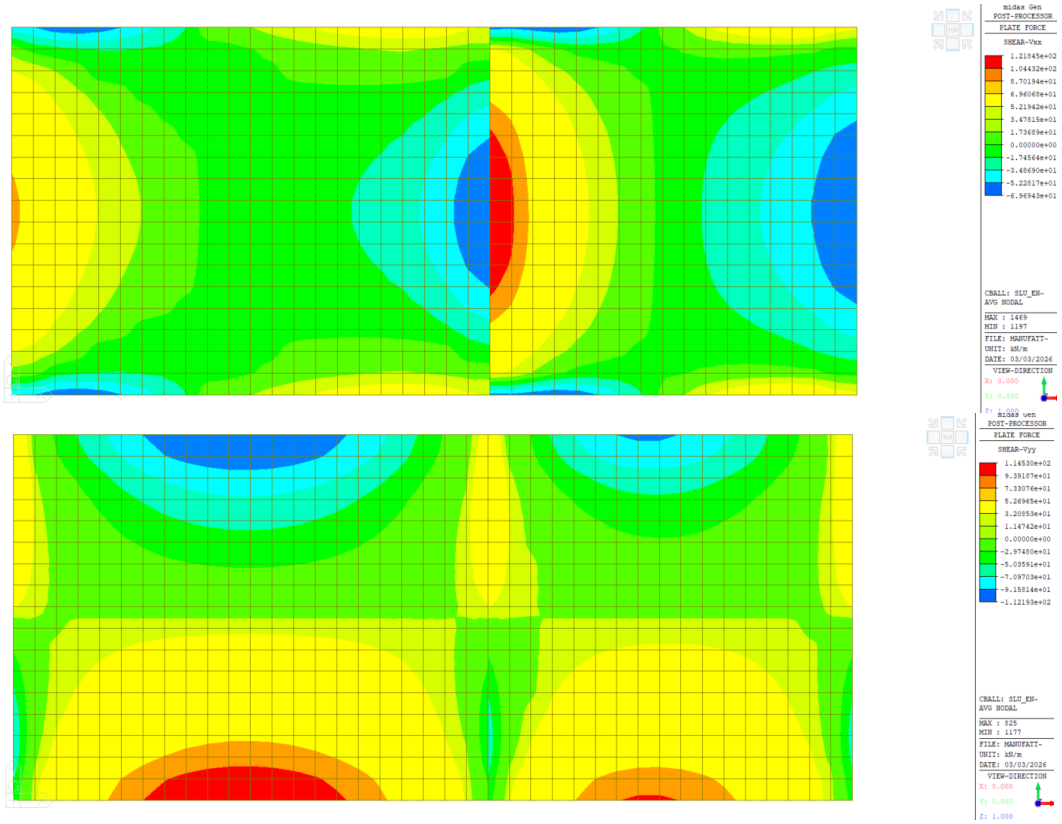


Figura 77 – Taglio Vxx e Vyy (ENV-SLU).

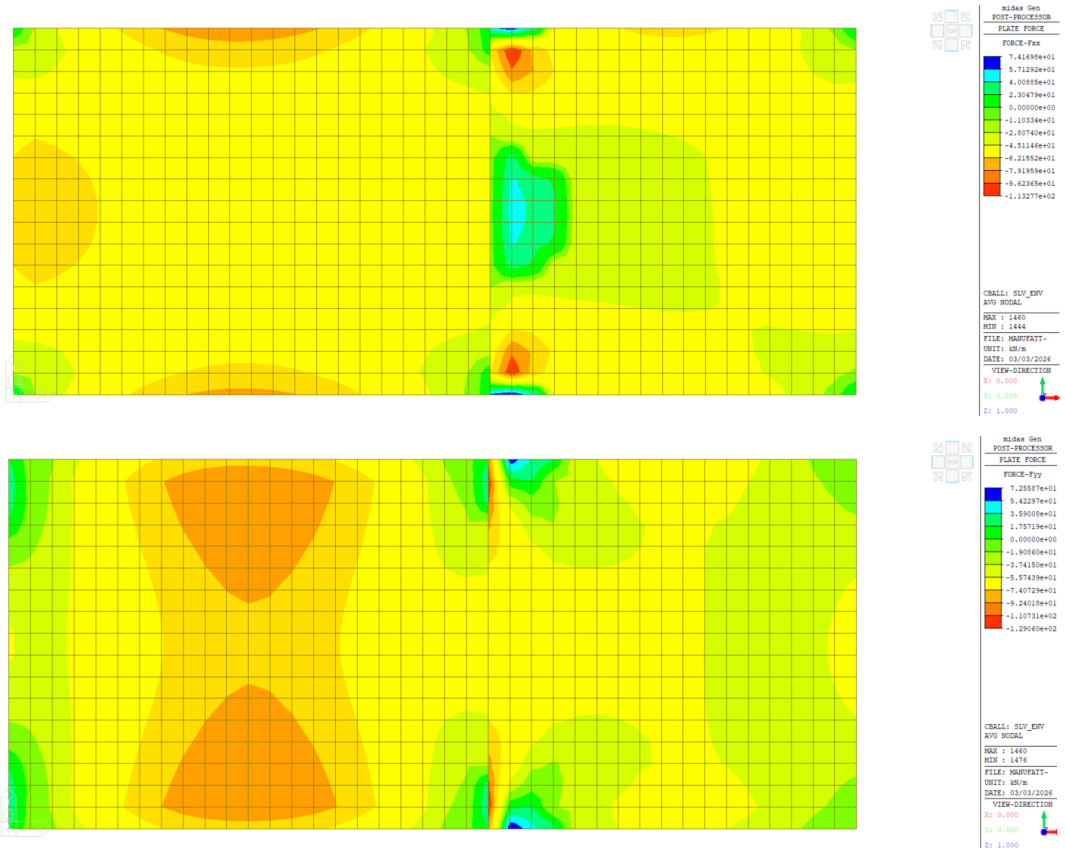


Figura 78 – Azione assiale Fxx e Fyy (ENV-SLV).

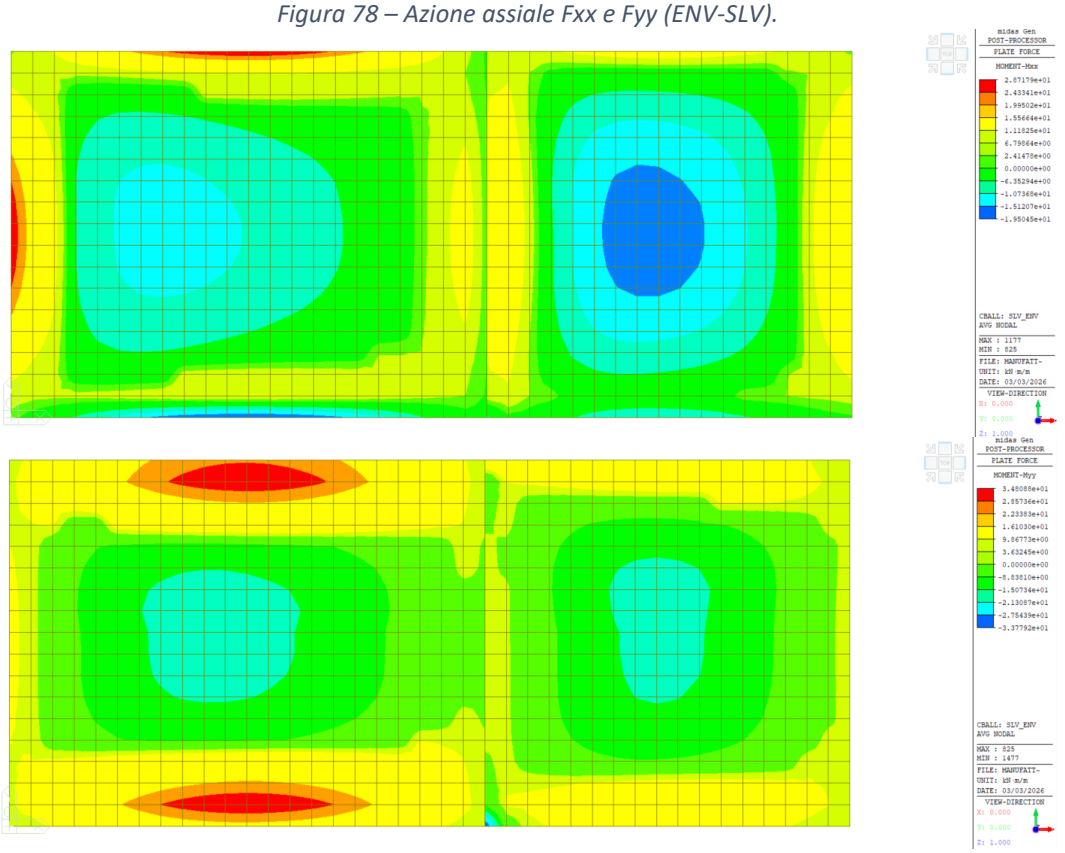
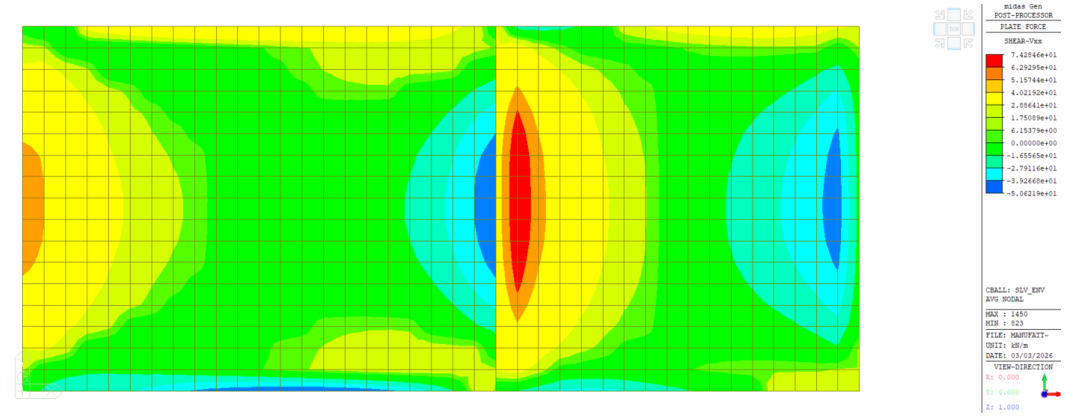


Figura 79 – Momento flettente Mxx e Myy (ENV-SLV).



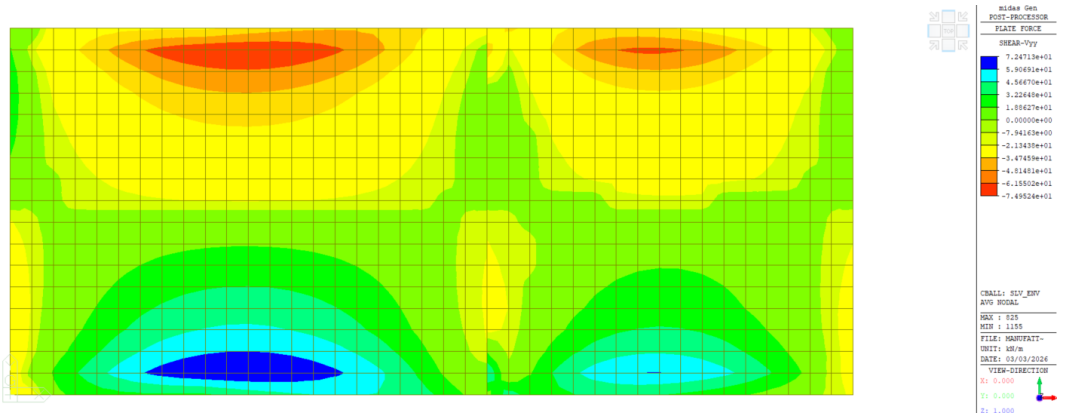


Figura 80 – Taglio Vxx e Vyy (ENV-SLV).

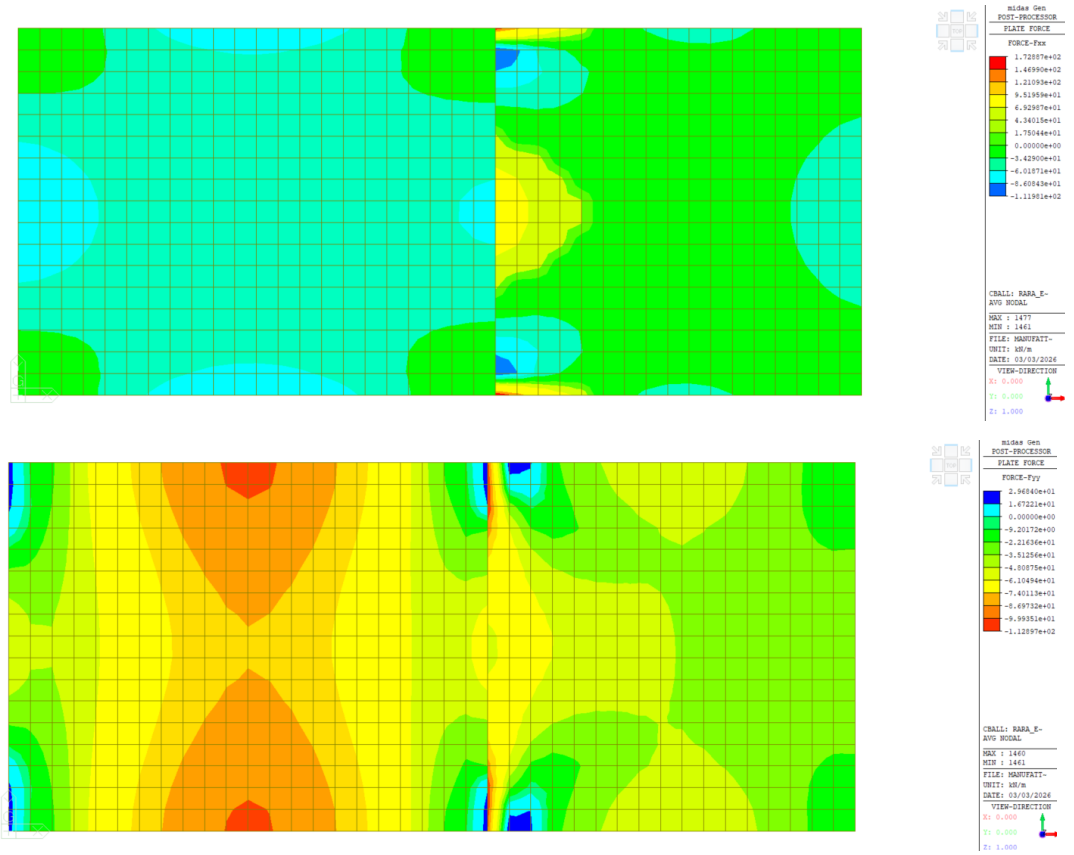


Figura 81 – Azione assiale Fxx e Fyy (ENV-SLE).

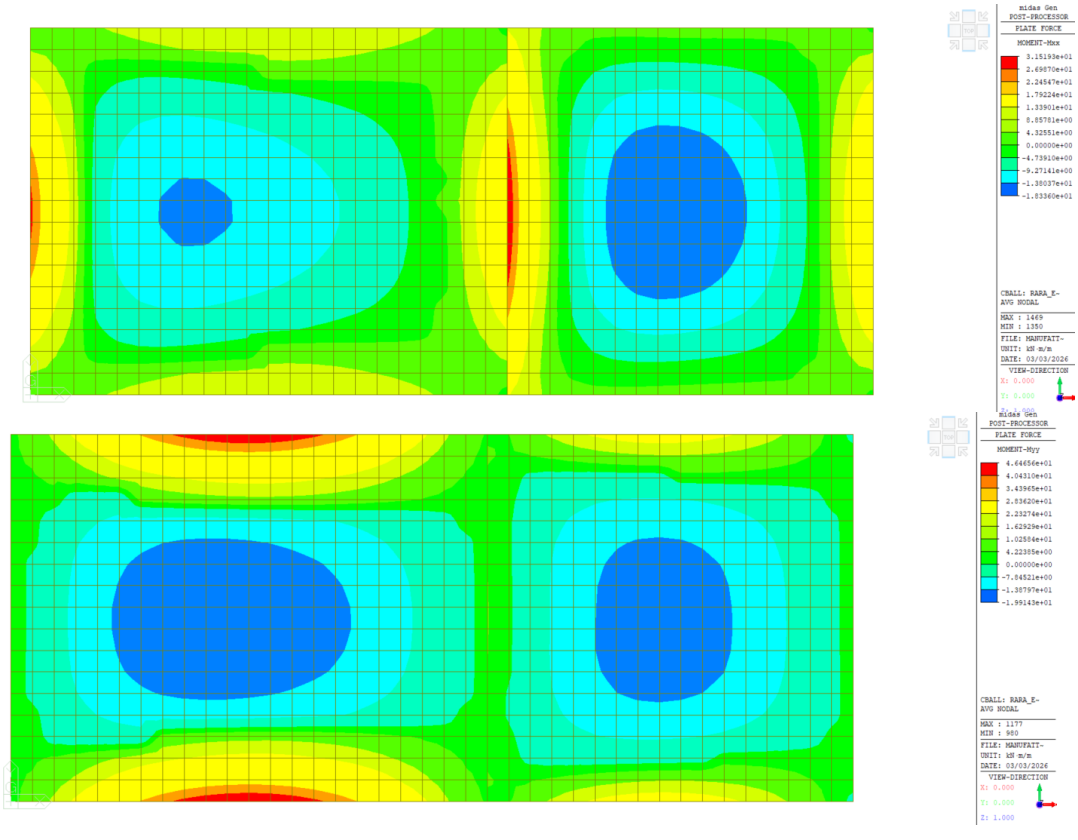


Figura 82 – Momento flettente Mxx e Myy (ENV-SLE).

12.2.2 Soletta di Copertura

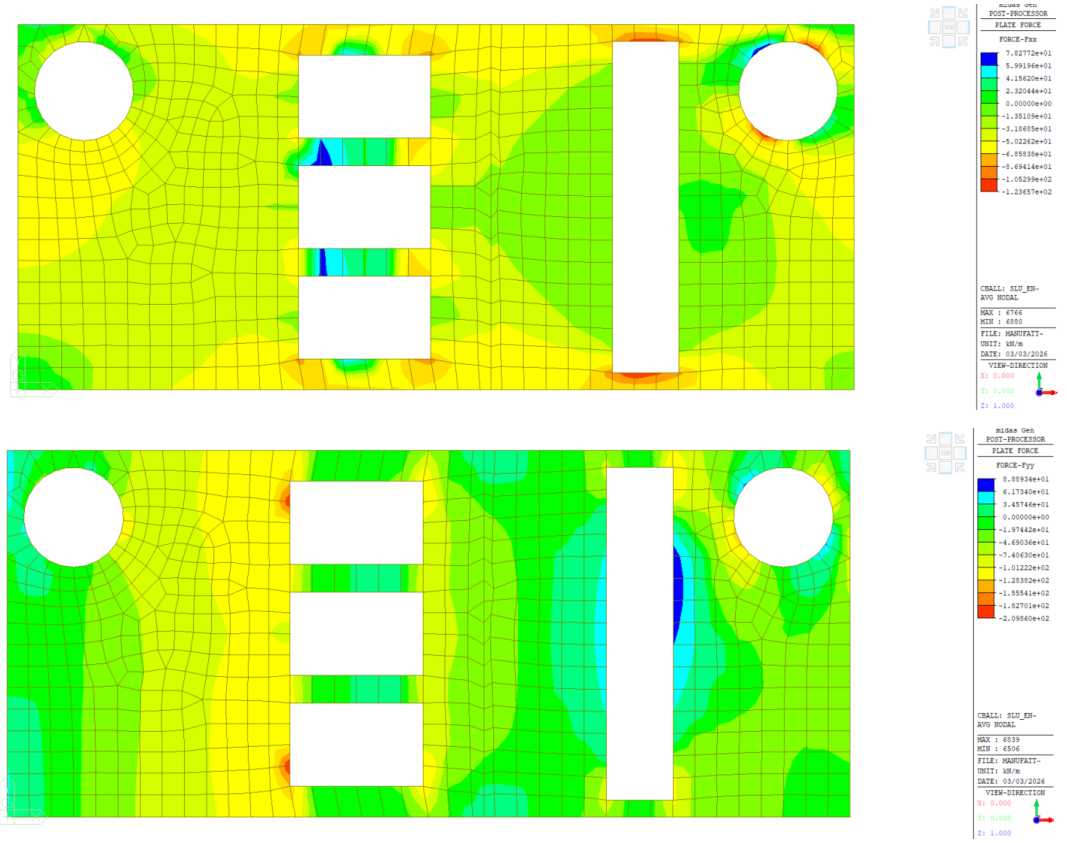
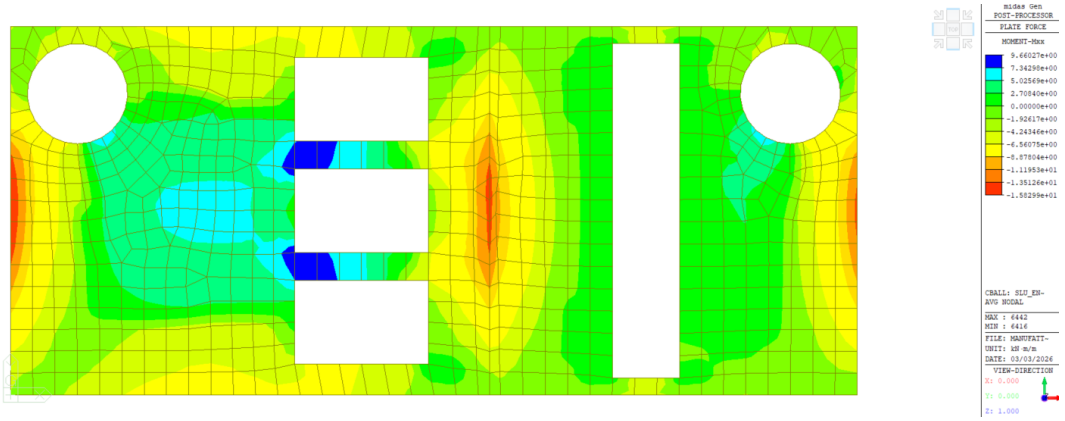


Figura 83 – Azione assiale Fxx e Fyy (ENV-SLU).



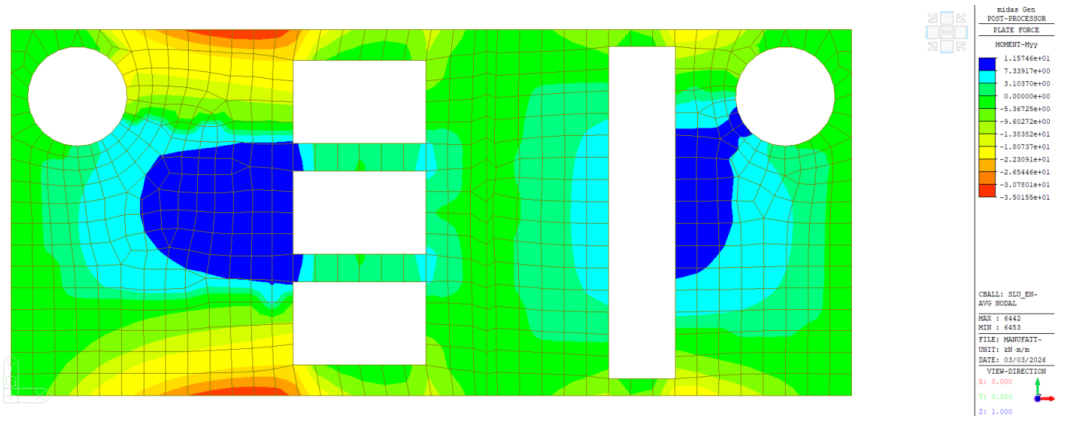


Figura 84 – Momento flettente Mxx e Myy (ENV-SLU).

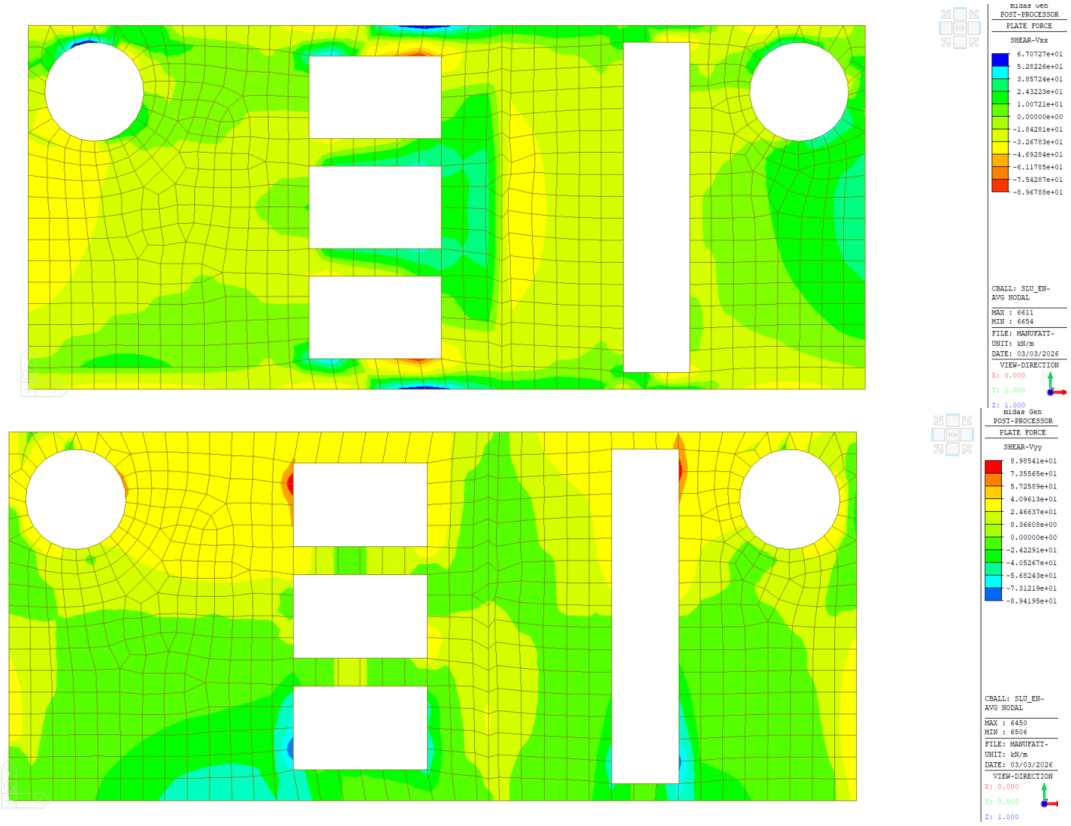


Figura 85 – Taglio Vxx e Vyy (ENV-SLU).

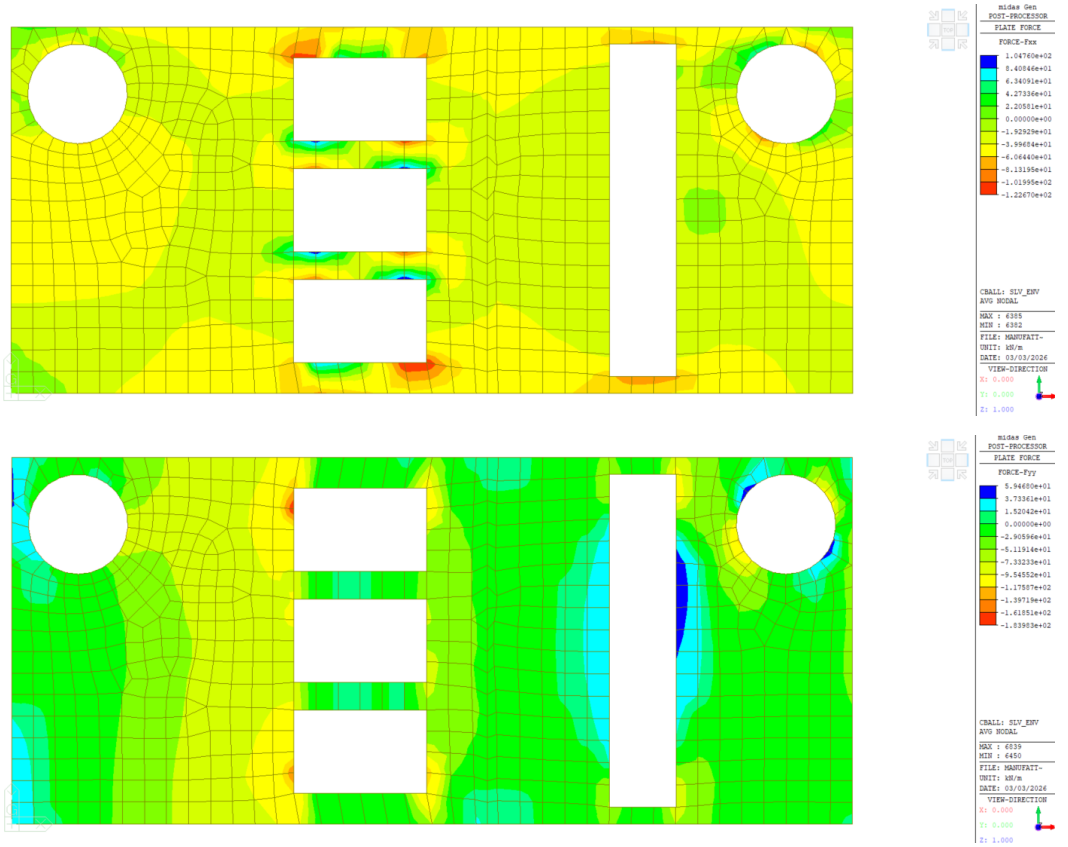


Figura 86 – Azione assiale Fxx e Fyy (ENV-SLV).

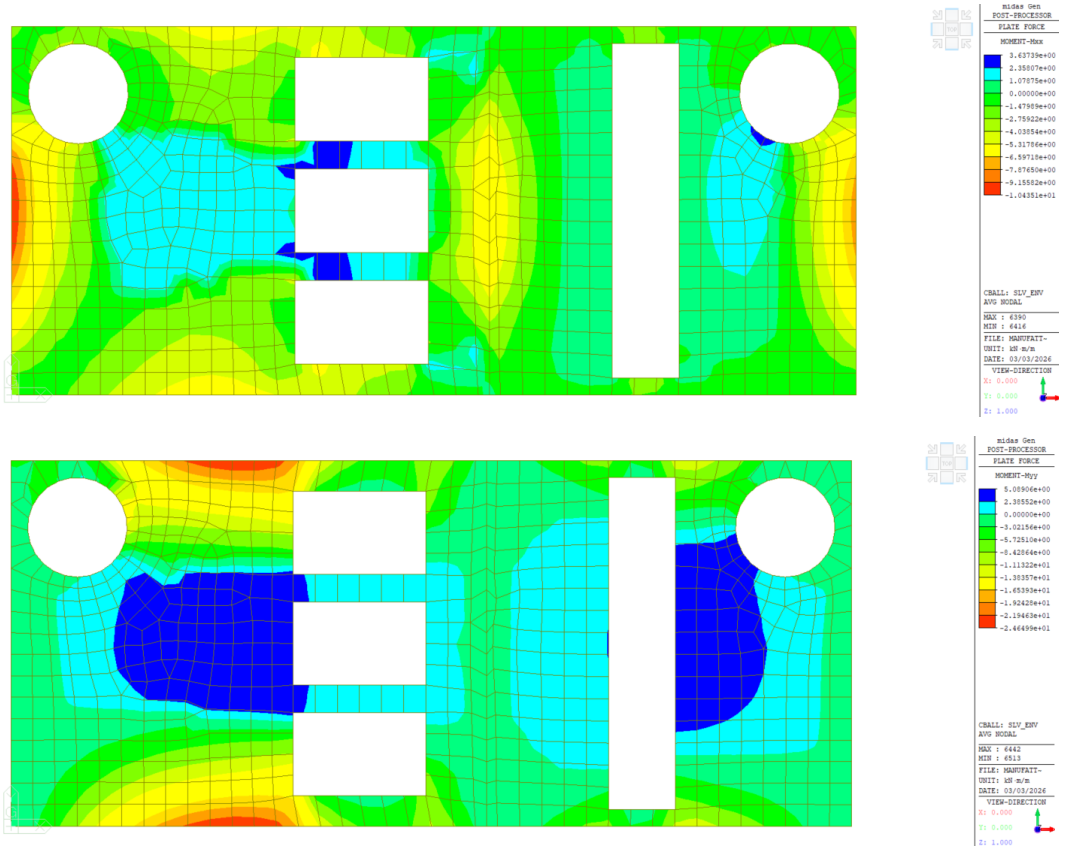


Figura 87 – Momento flettente Mxx e Myy (ENV-SLV).

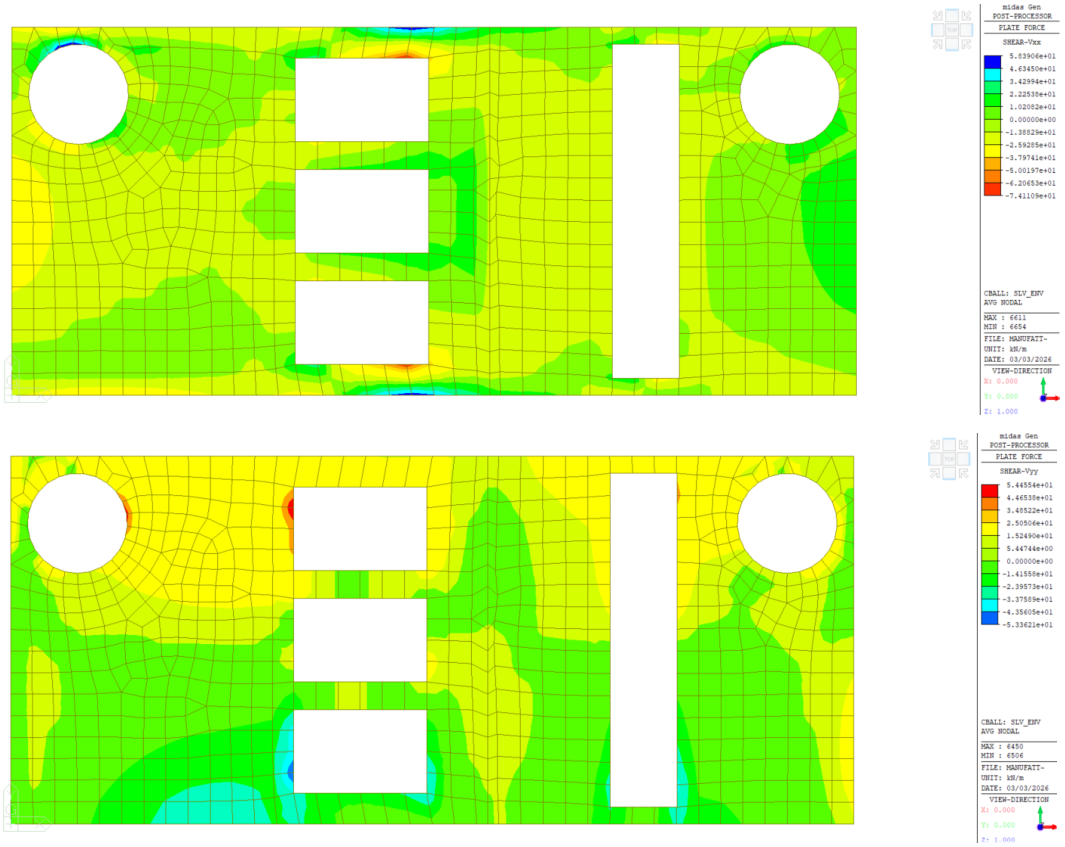
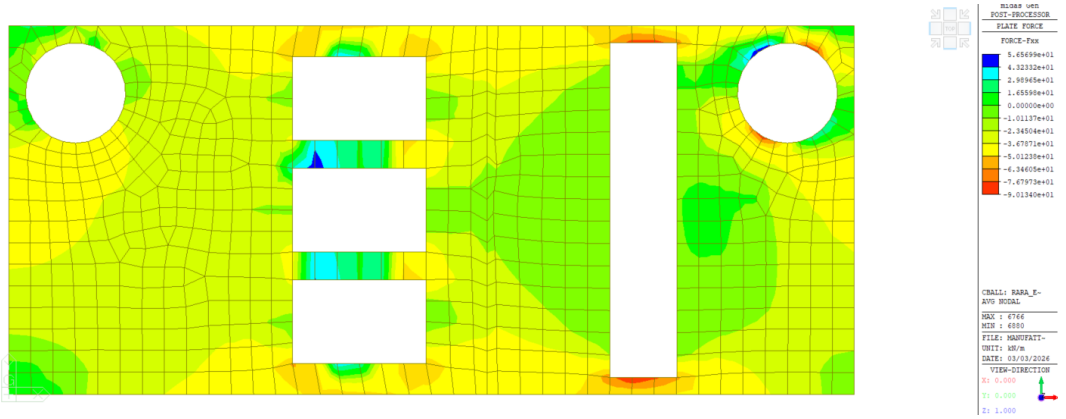


Figura 88 – Taglio Vxx e Vyy (ENV-SLV).



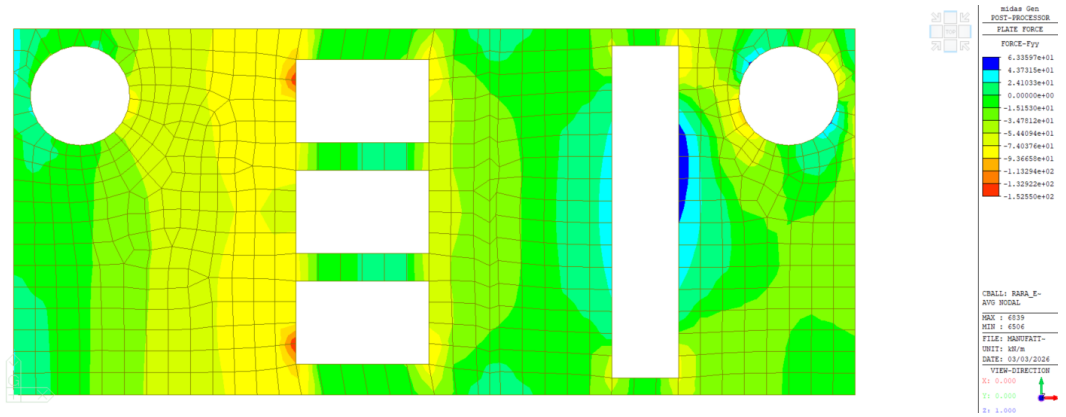


Figura 89 – Azione assiale Fxx e Fyy (ENV-SLE).

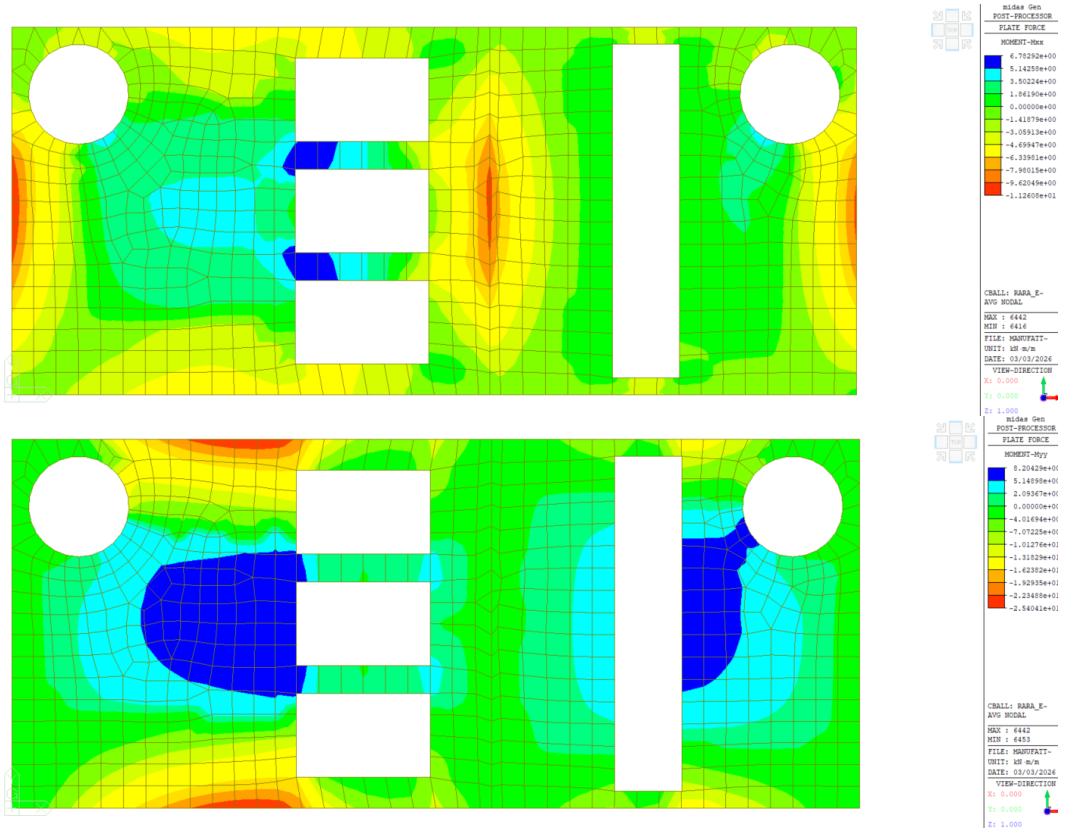


Figura 90 – Momento flettente Mxx e Myy (ENV-SLE).

12.2.3 Pareti

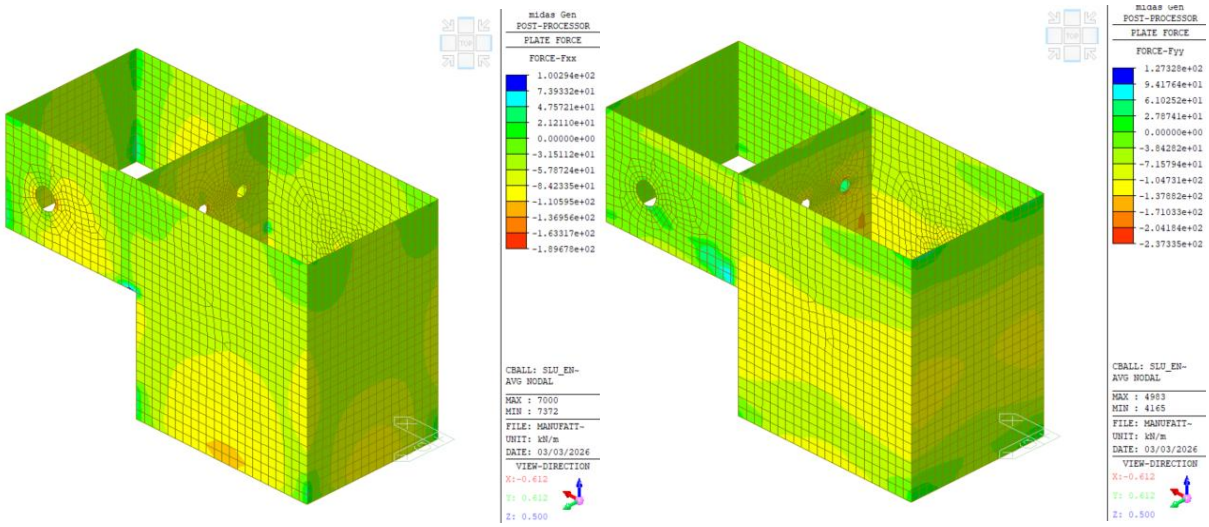


Figura 91 – Azione assiale Fxx e Fyy (ENV-SLU).

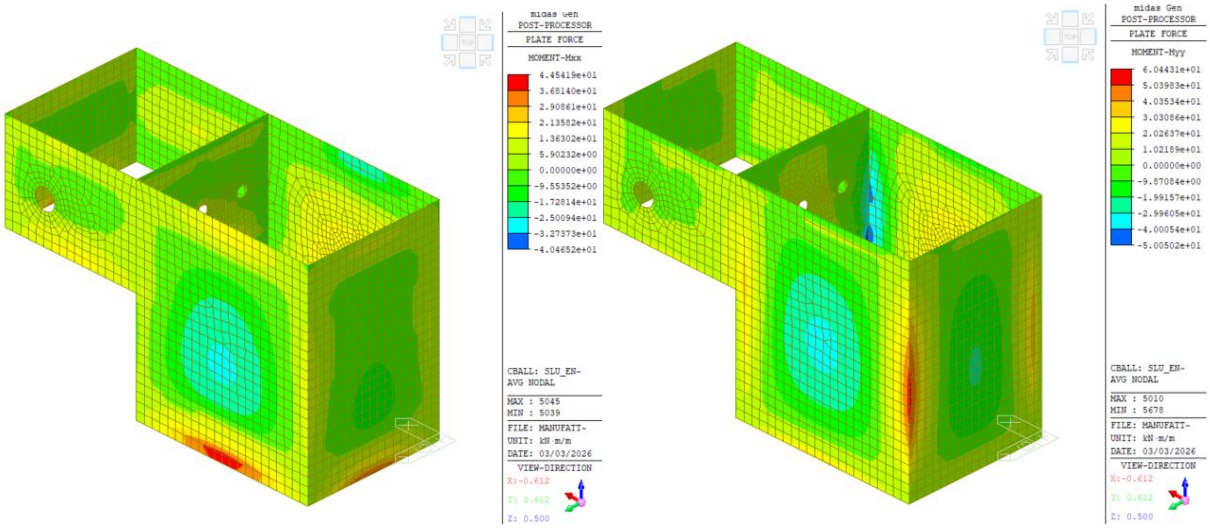


Figura 92 – Momento flettente Mxx e Myy (ENV-SLU).

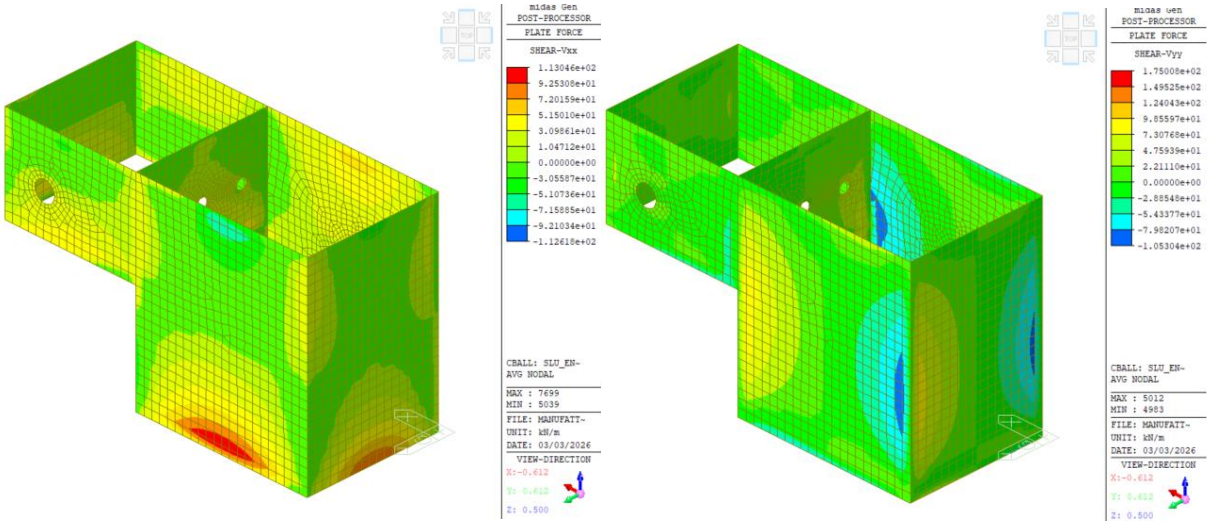


Figura 93 – Taglio Vxx e Vyy (ENV-SLU).

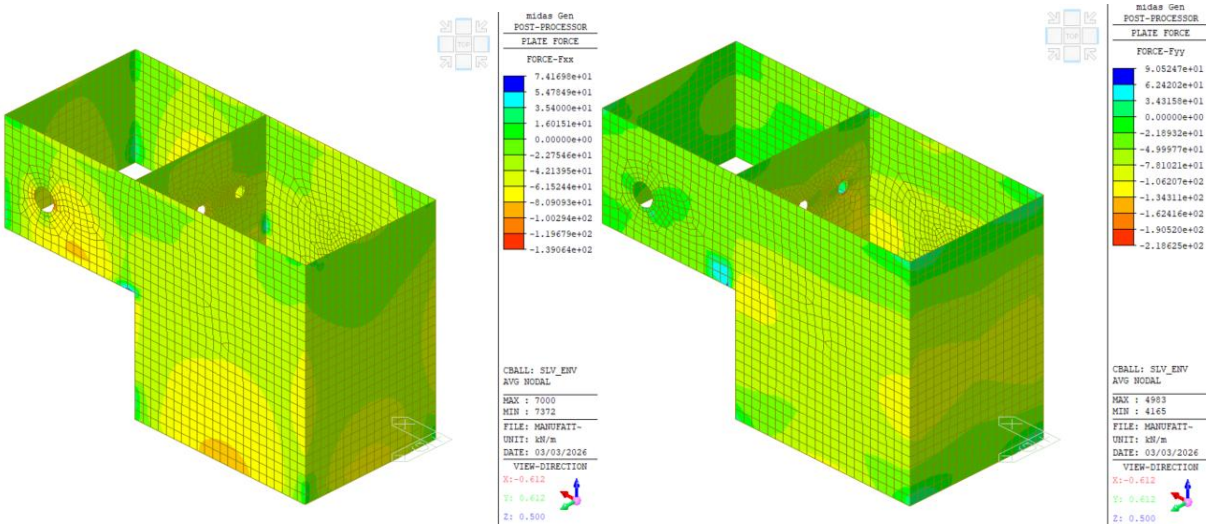


Figura 94 – Azione assiale Fxx e Fyy (ENV-SLV).

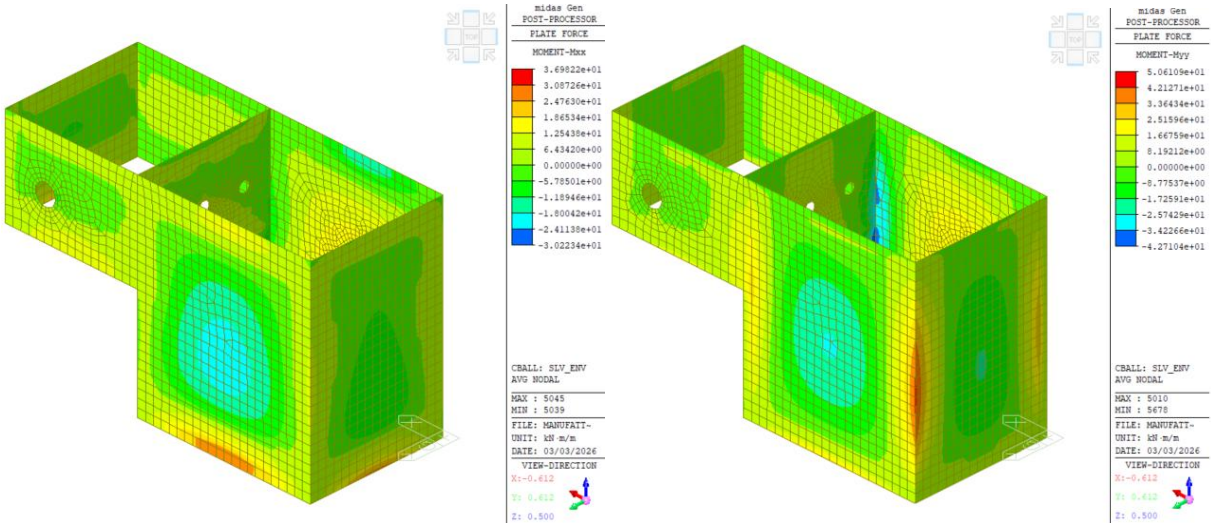


Figura 95 – Momento flettente Mxx e Myy (ENV-SLV).

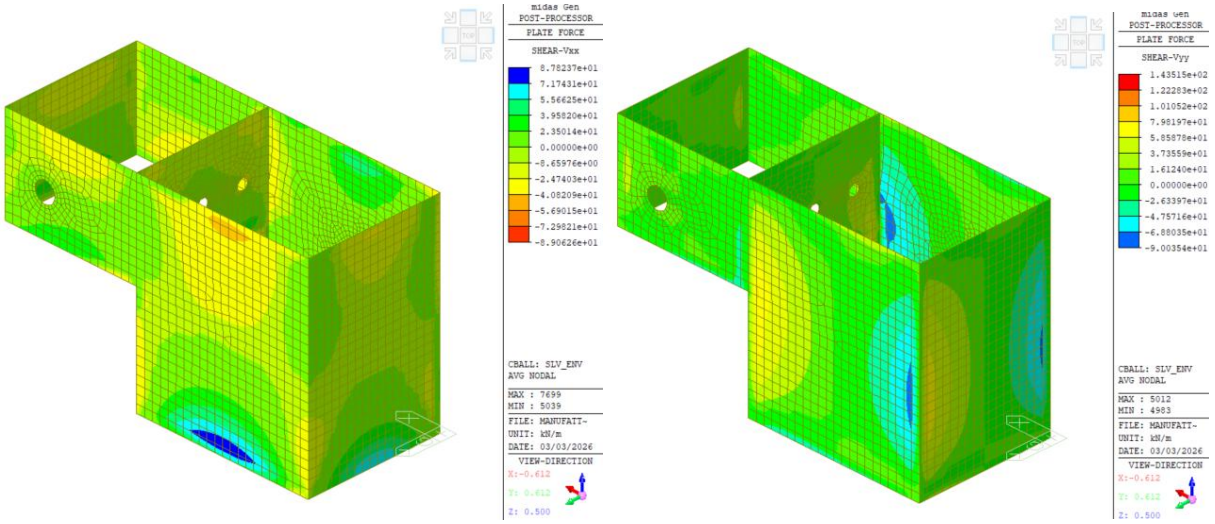


Figura 96 – Taglio Vxx e Vyy (ENV-SLV).

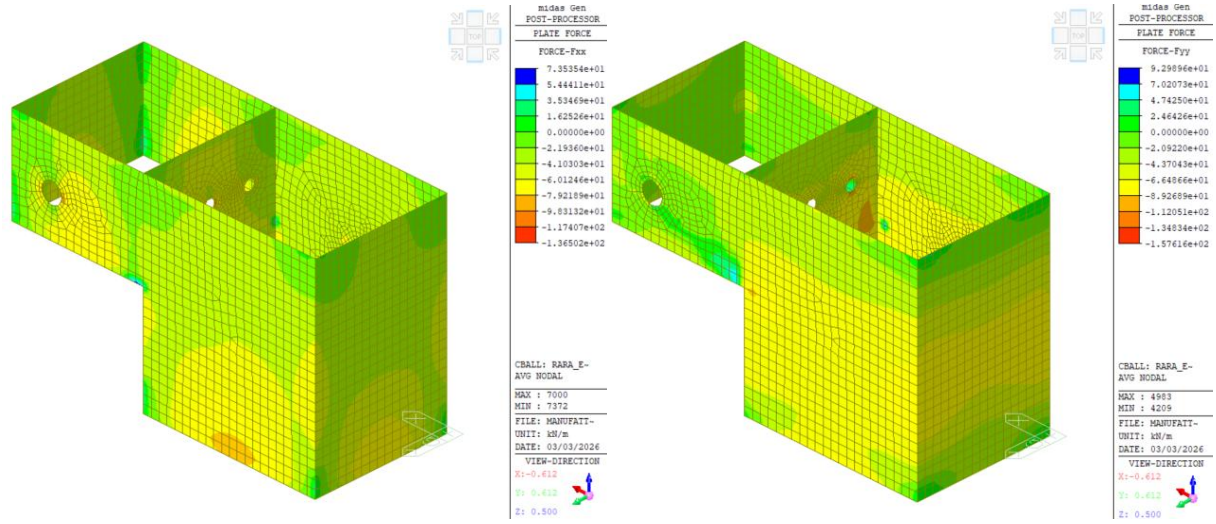


Figura 97 – Azione assiale Fxx e Fyy (ENV-SLE).

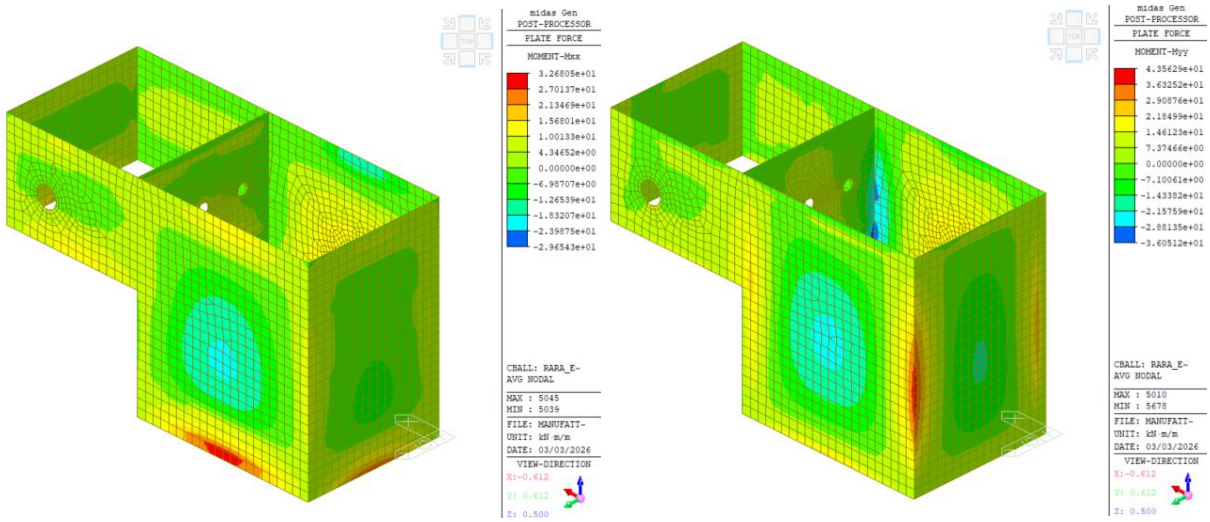


Figura 98 – Momento flettente Mxx e Myy (ENV-SLE).

12.3 Pozzetto ripartitore

12.3.1 Soletta di fondazione

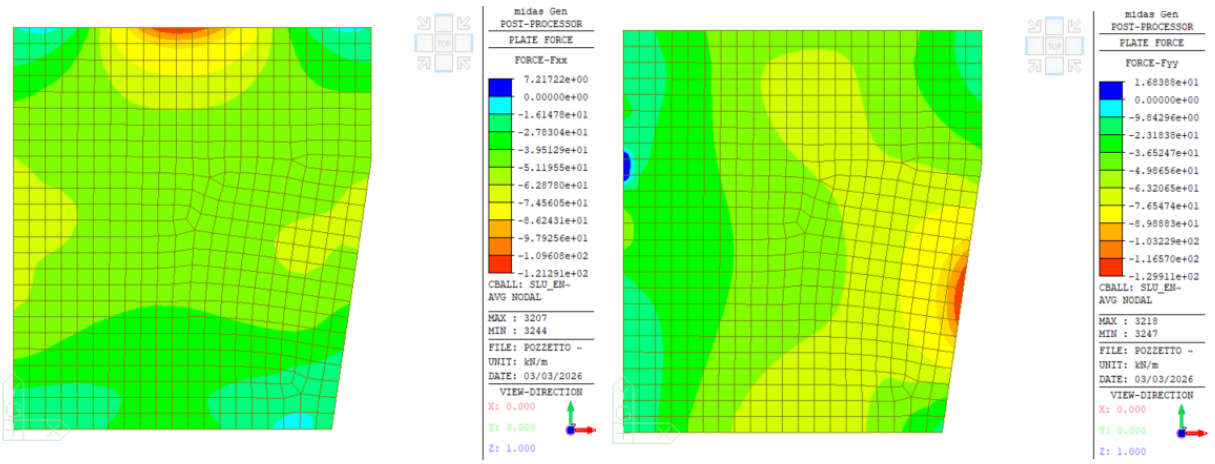


Figura 99 – Azione assiale Fxx e Fyy (ENV-SLU).

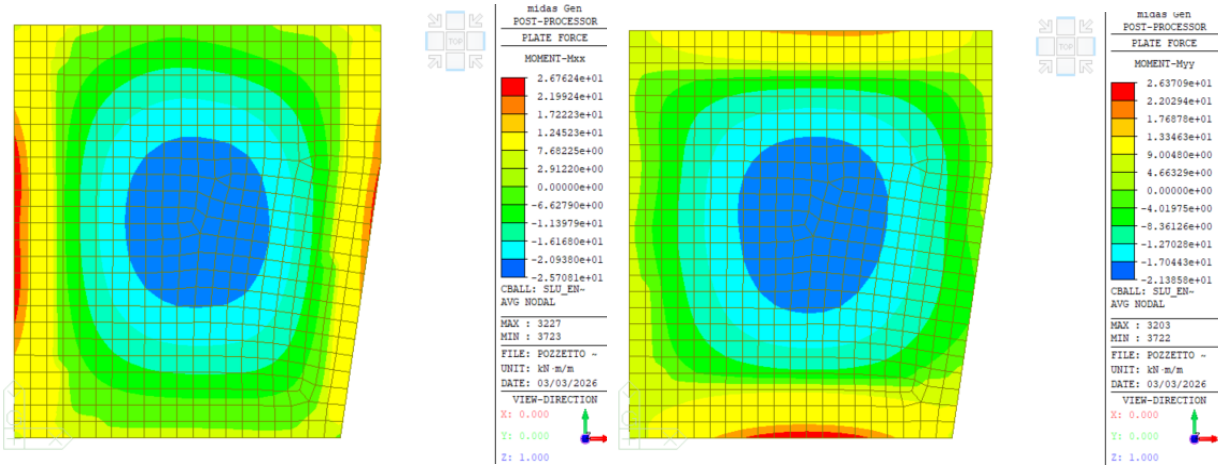


Figura 100 – Momento flettente Mxx e Myy (ENV-SLU).

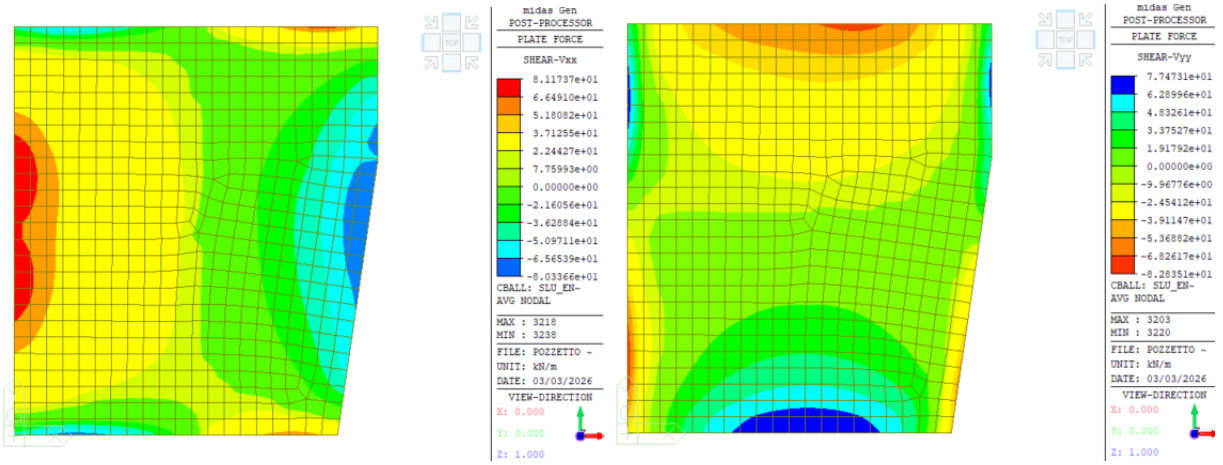


Figura 101 – Taglio Vxx e Vyy (ENV-SLU).

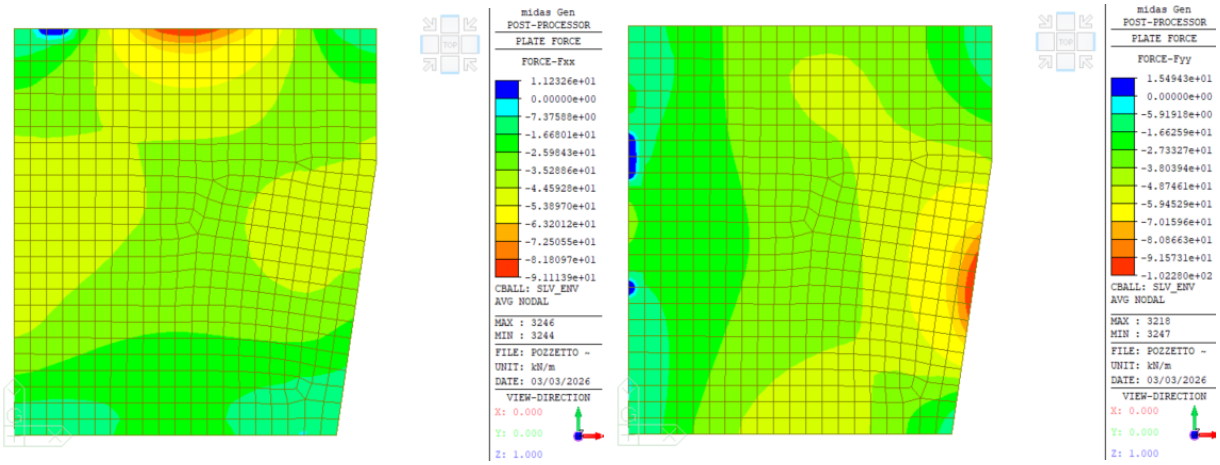


Figura 102 – Azione assiale Fxx e Fyy (ENV-SLV).

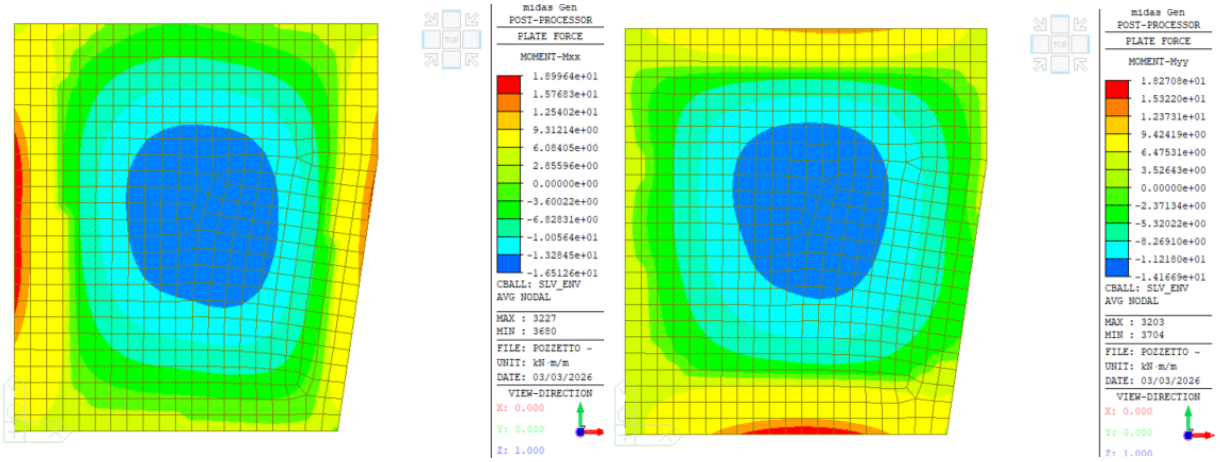


Figura 103 – Momento flettente Mxx e Myy (ENV-SLV).

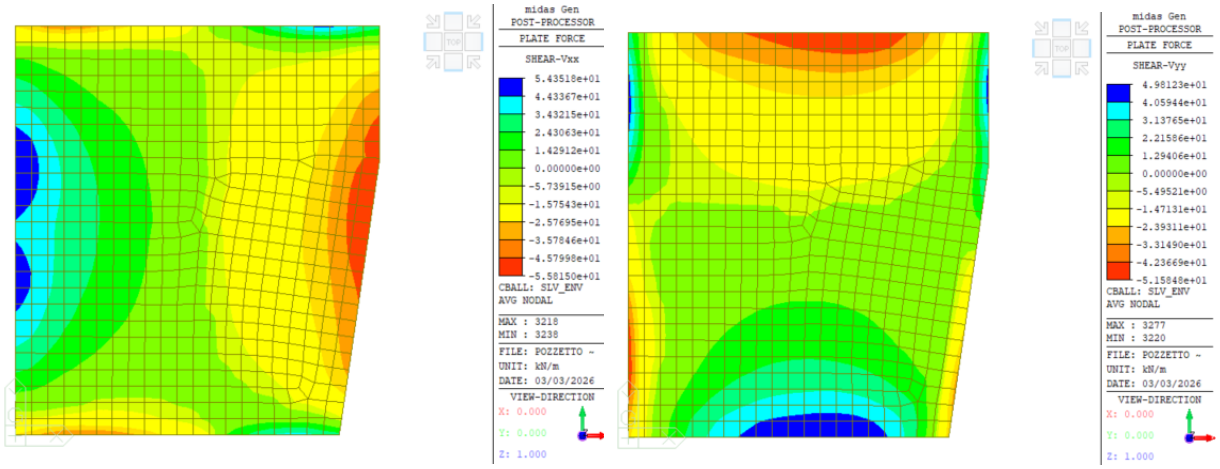


Figura 104 – Taglio Vxx e Vyy (ENV-SLV).

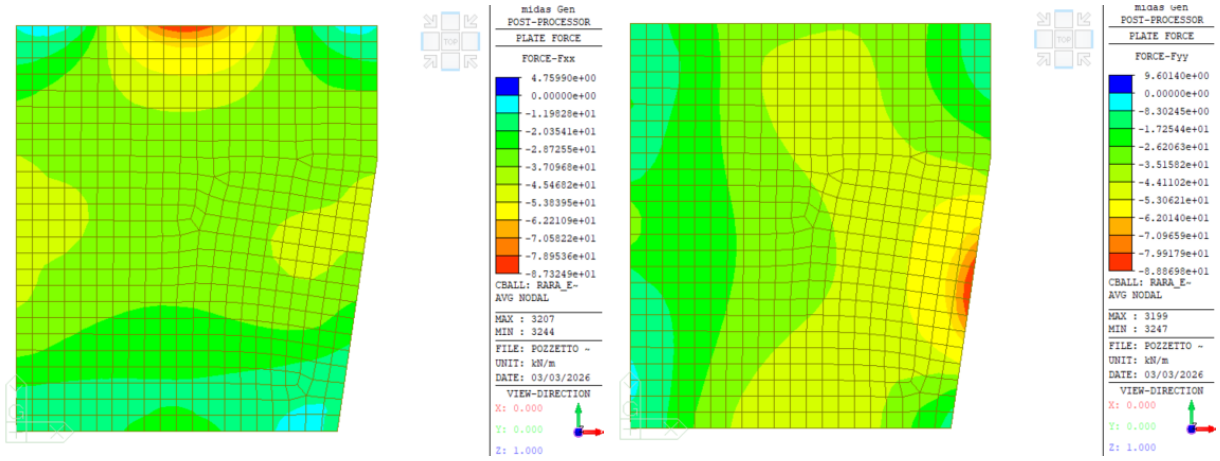


Figura 105 – Azione assiale Fxx e Fyy (ENV-SLE).

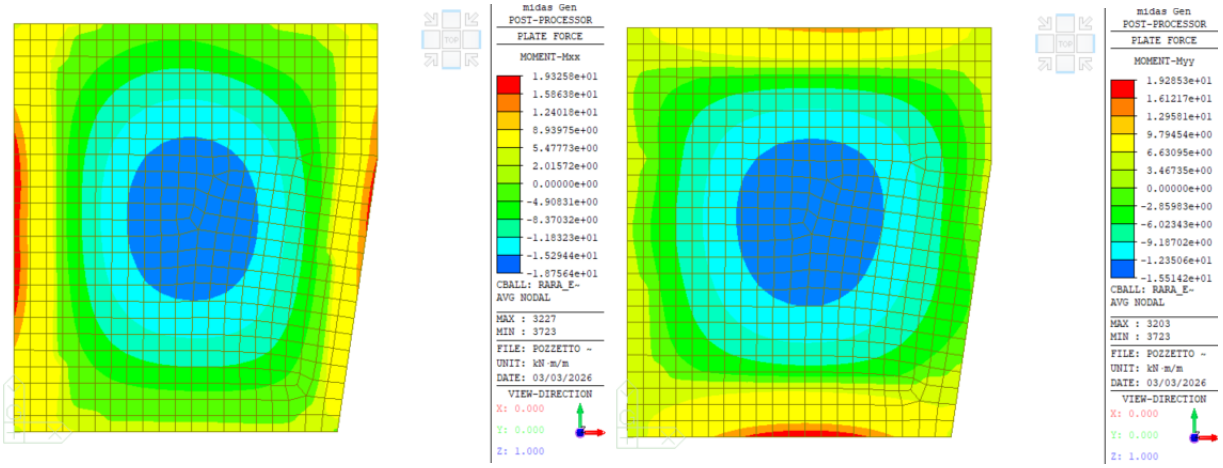


Figura 106 – Momento flettente Mxx e Myy (ENV-SLE).

12.3.2 Soletta di Copertura

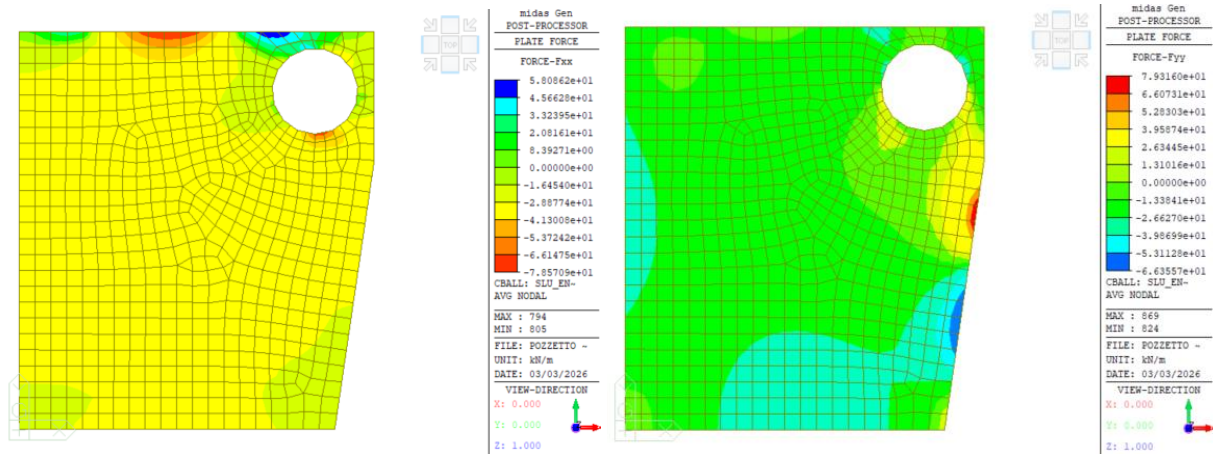


Figura 107 – Azione assiale Fxx e Fyy (ENV-SLU).

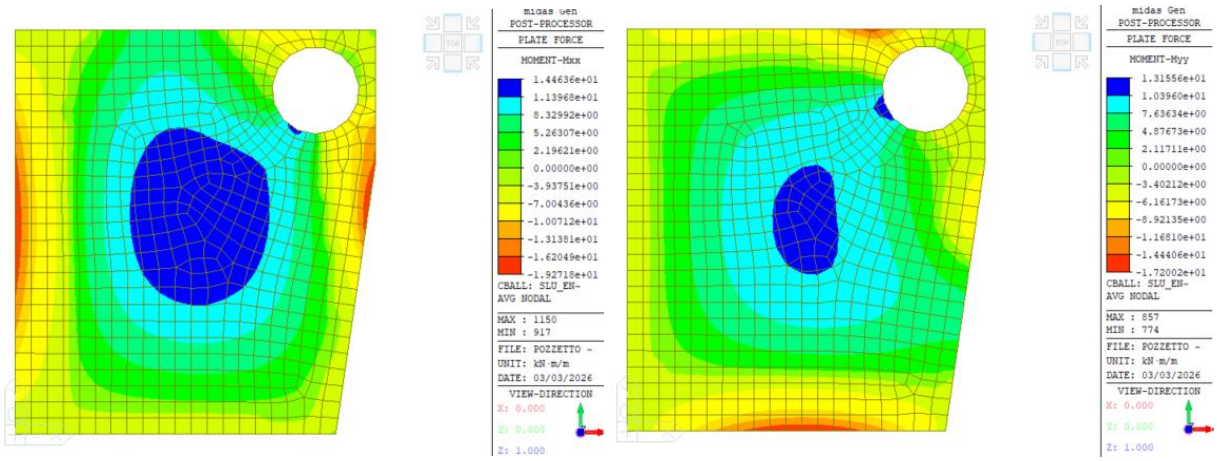


Figura 108 – Momento flettente Mxx e Myy (ENV-SLU).

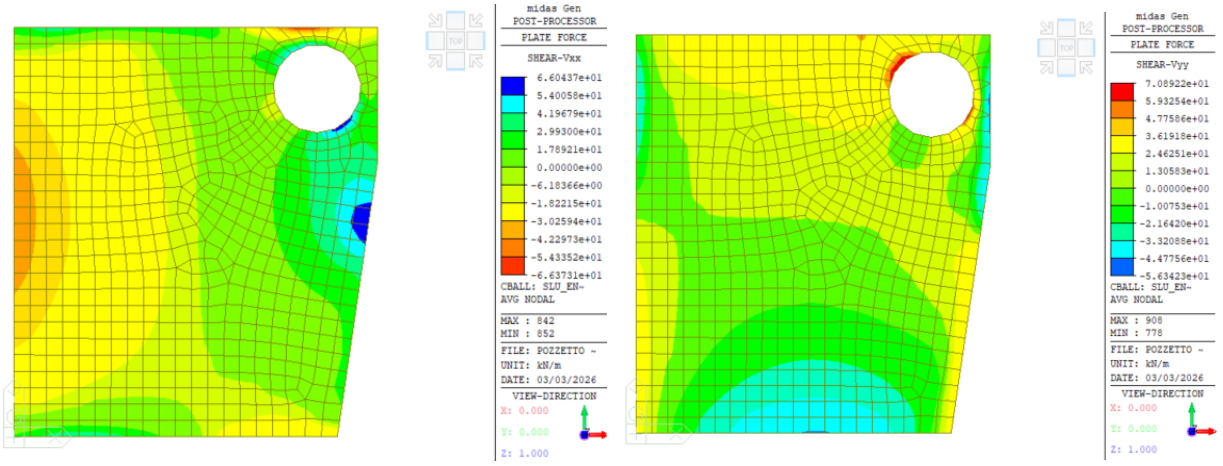


Figura 109 – Taglio Vxx e Vyy (ENV-SLU).

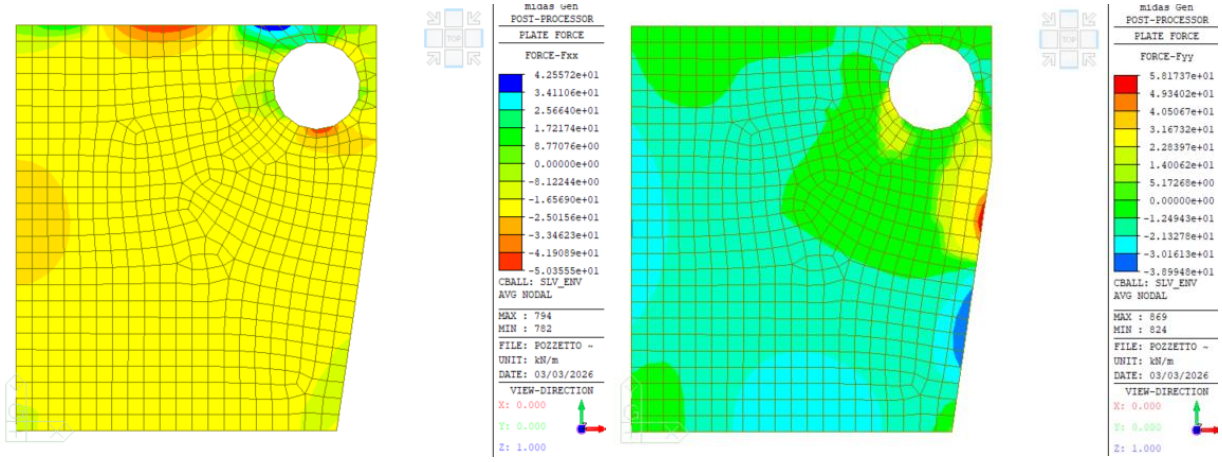


Figura 110 – Azione assiale Fxx e Fyy (ENV-SLV).

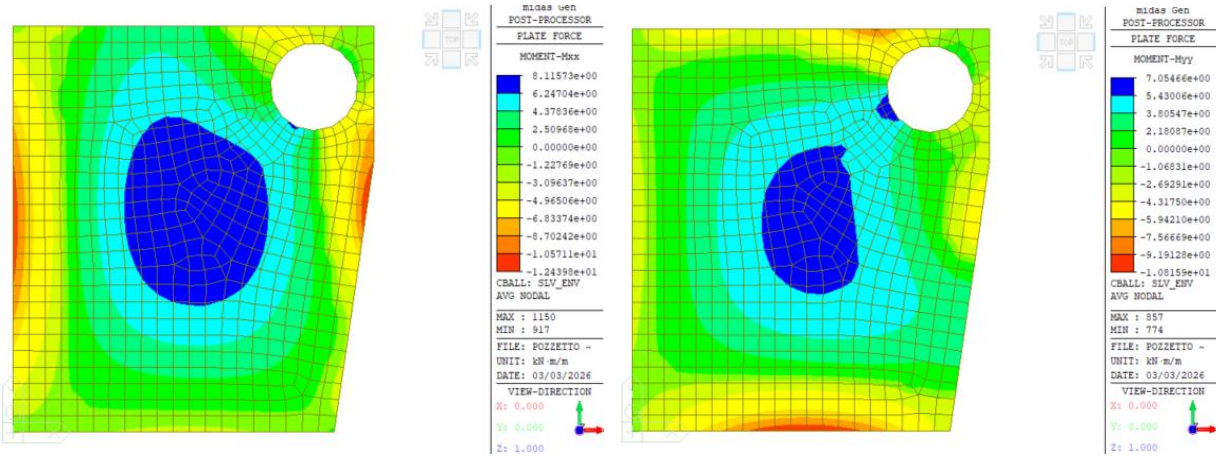


Figura 111 – Momento flettente Mxx e Myy (ENV-SLV).

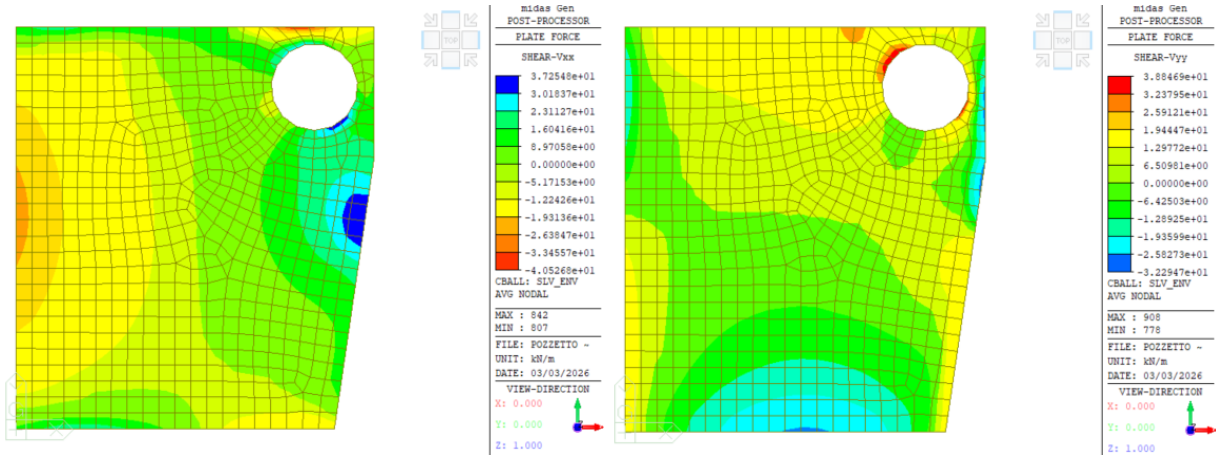


Figura 112 – Taglio Vxx e Vyy (ENV-SLV).

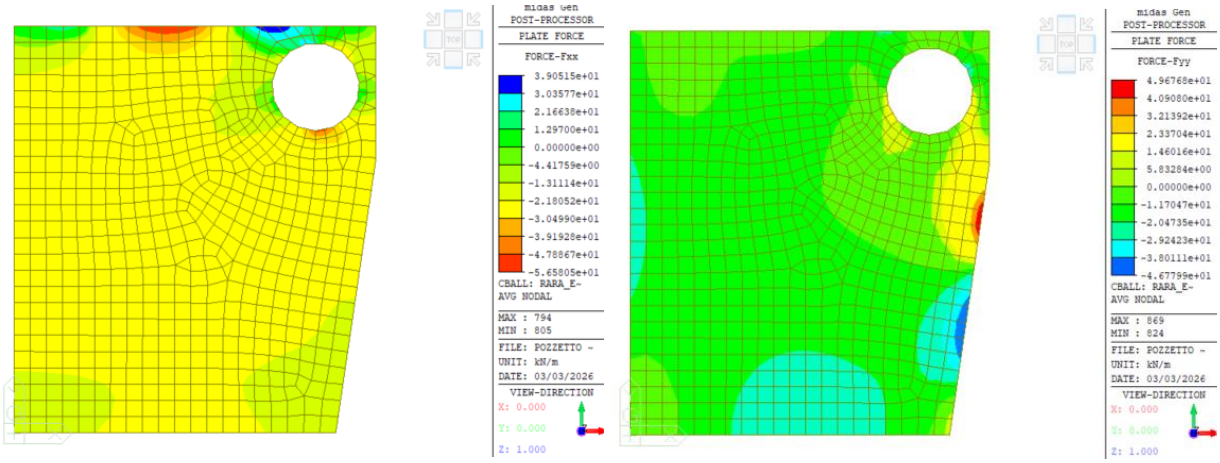


Figura 113 – Azione assiale Fxx e Fyy (ENV-SLE).

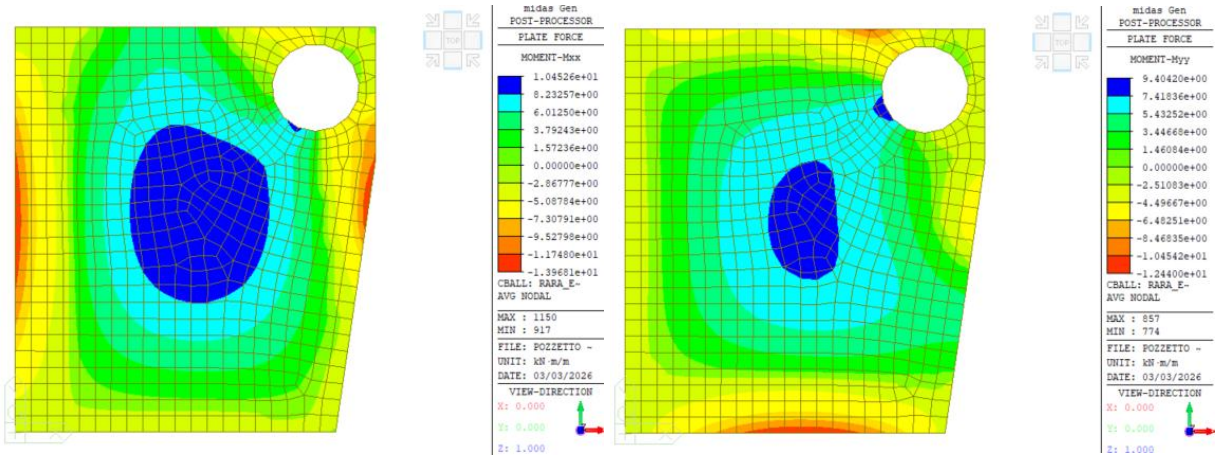


Figura 114 – Momento flettente Mxx e Myy (ENV-SLE).

12.3.3 Pareti

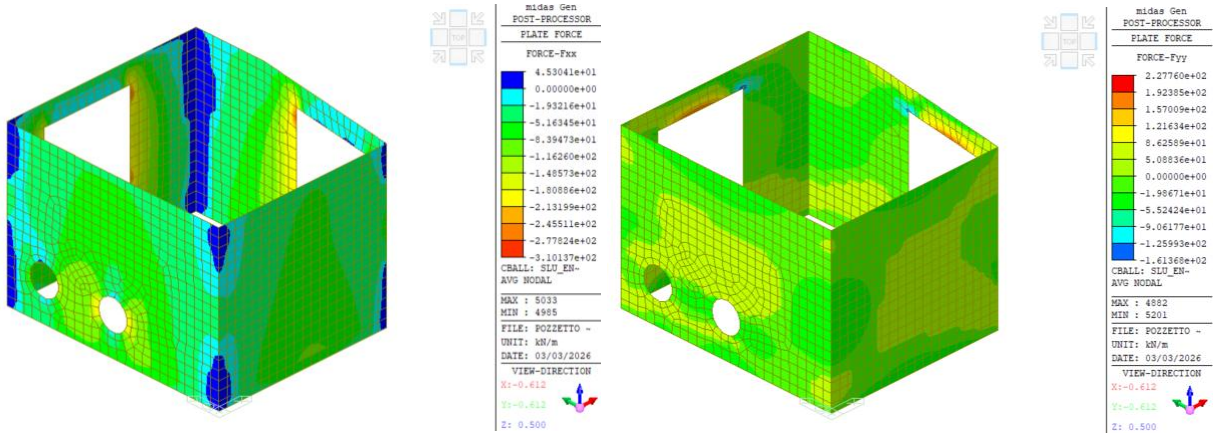


Figura 115 – Azione assiale Fxx e Fyy (ENV-SLU).

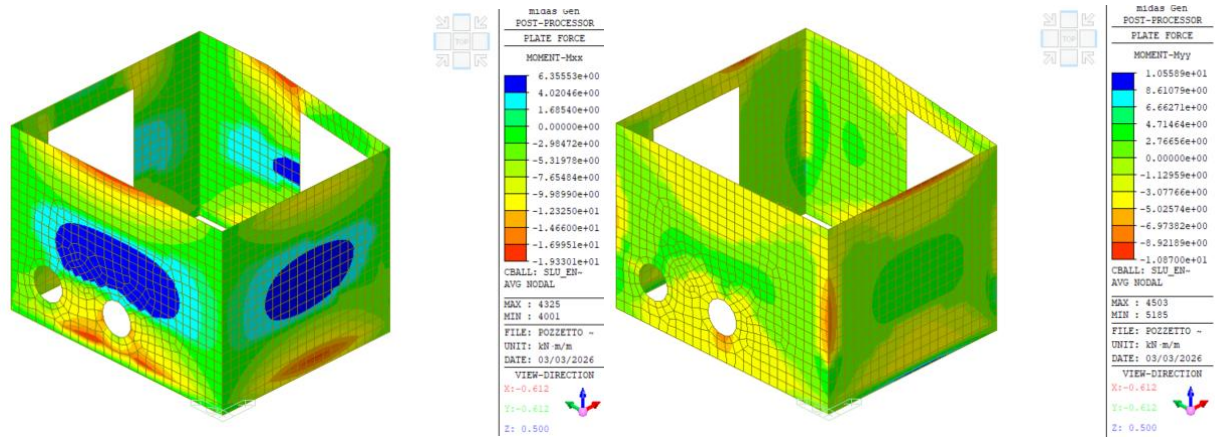


Figura 116 – Momento flettente Mxx e Myy (ENV-SLU).

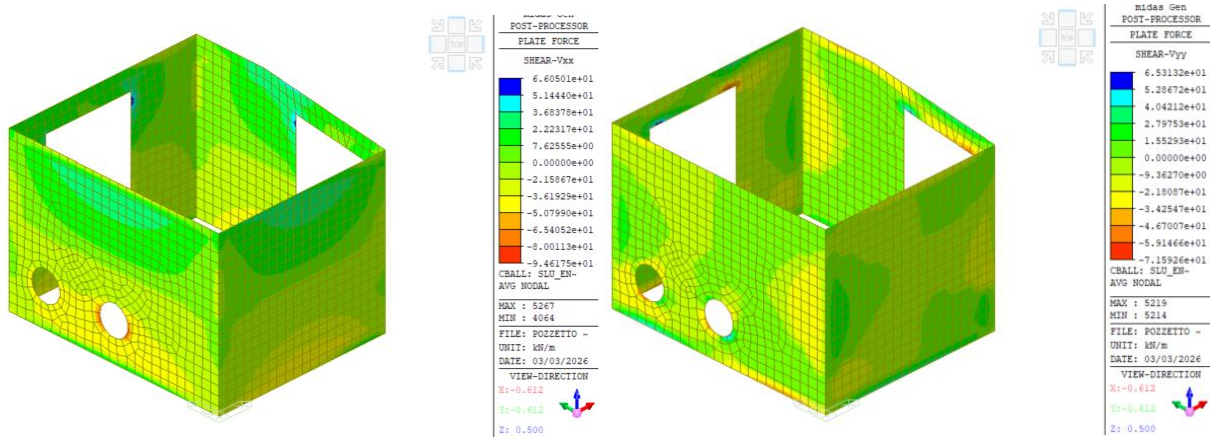


Figura 117 – Taglio Vxx e Vyy (ENV-SLU).

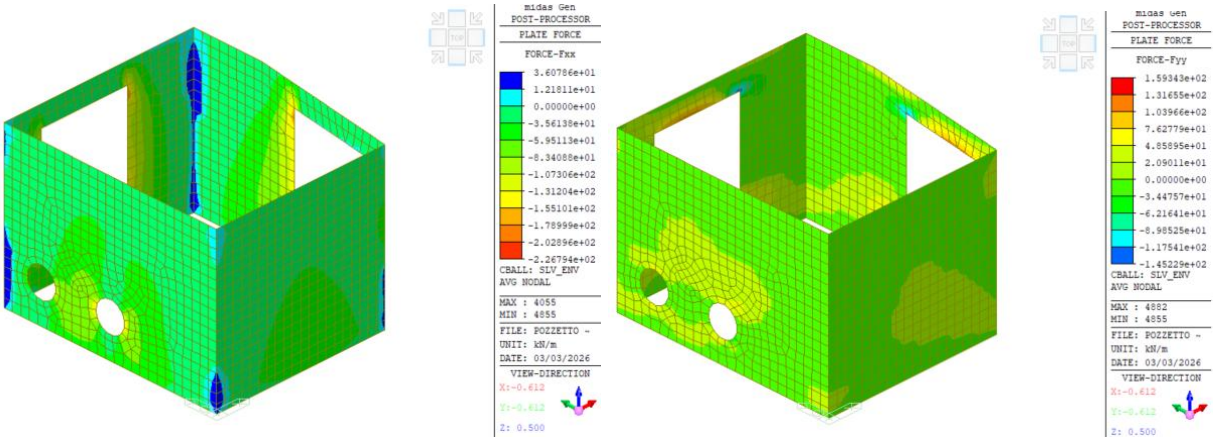


Figura 118 – Azione assiale Fxx e Fyy (ENV-SLV).

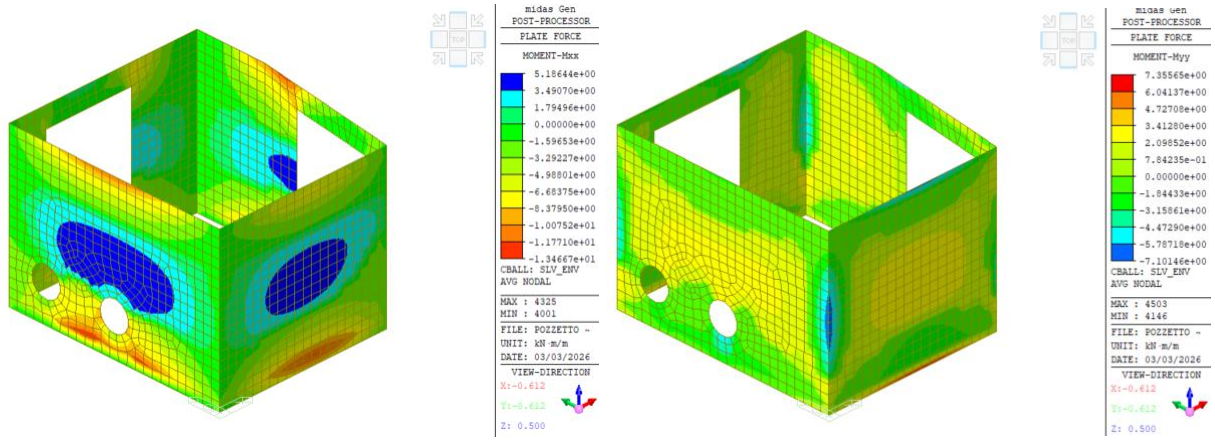


Figura 119 – Momento flettente Mxx e Myy (ENV-SLV).

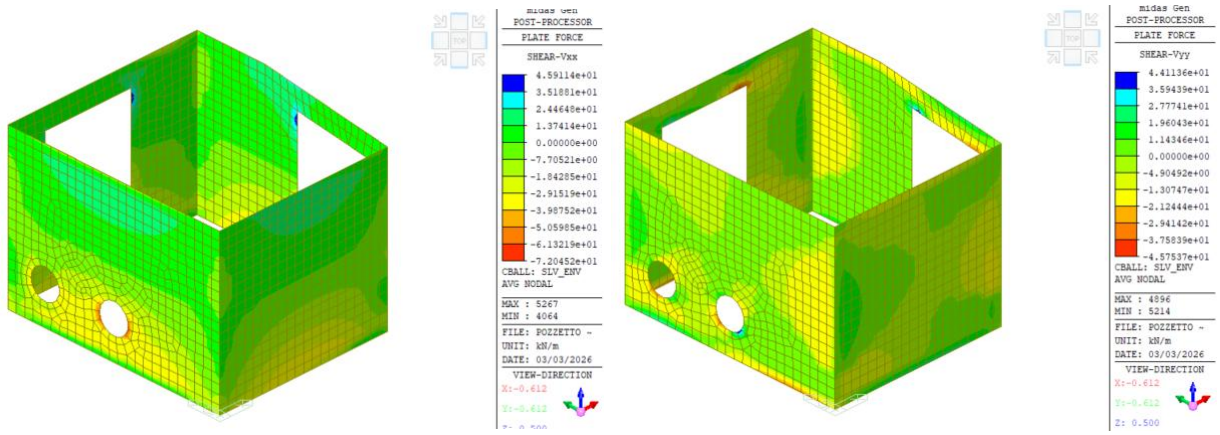


Figura 120 – Taglio Vxx e Vyy (ENV-SLV).

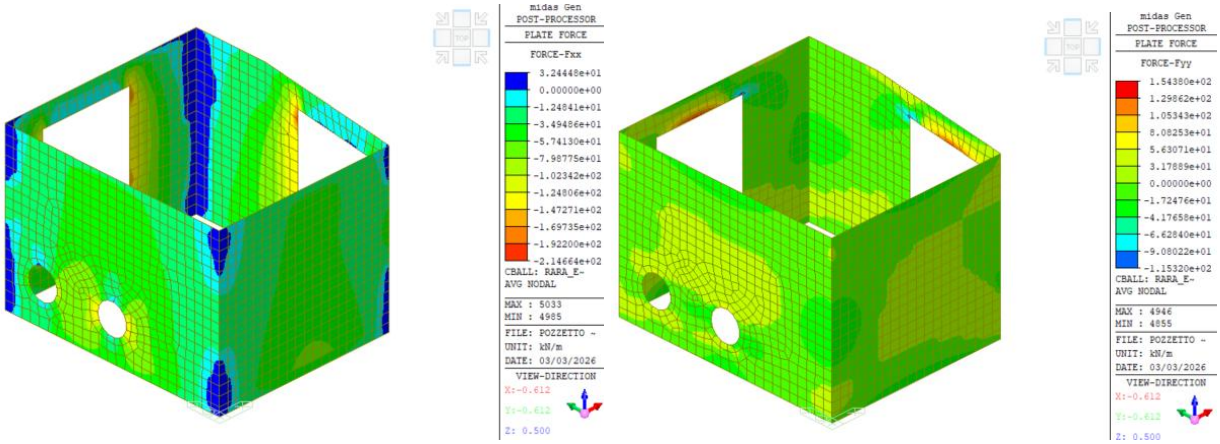


Figura 121 – Azione assiale Fxx e Fyy (ENV-SLE).

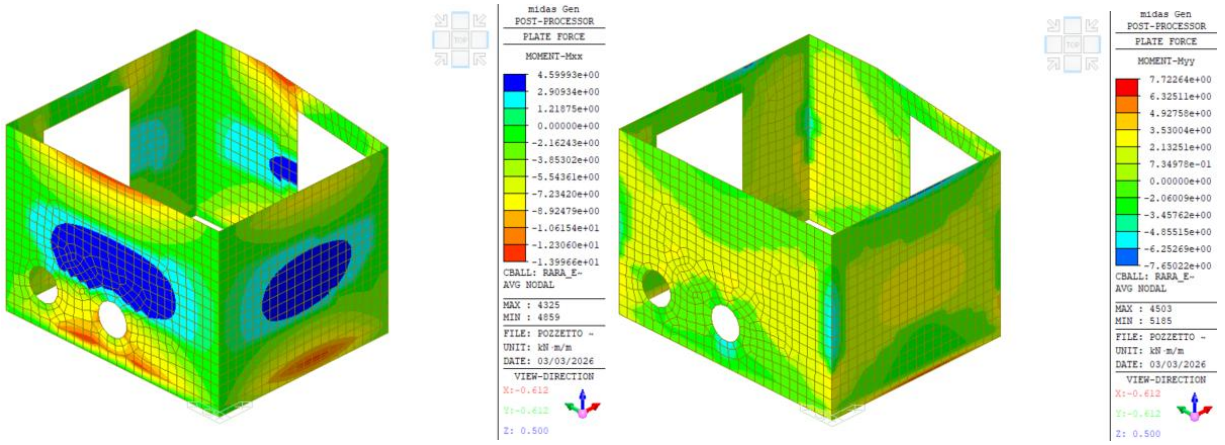


Figura 122 – Momento flettente Mxx e Myy (ENV-SLE).

12.4 Pozzetto di curva

12.4.1 Soletta di fondazione

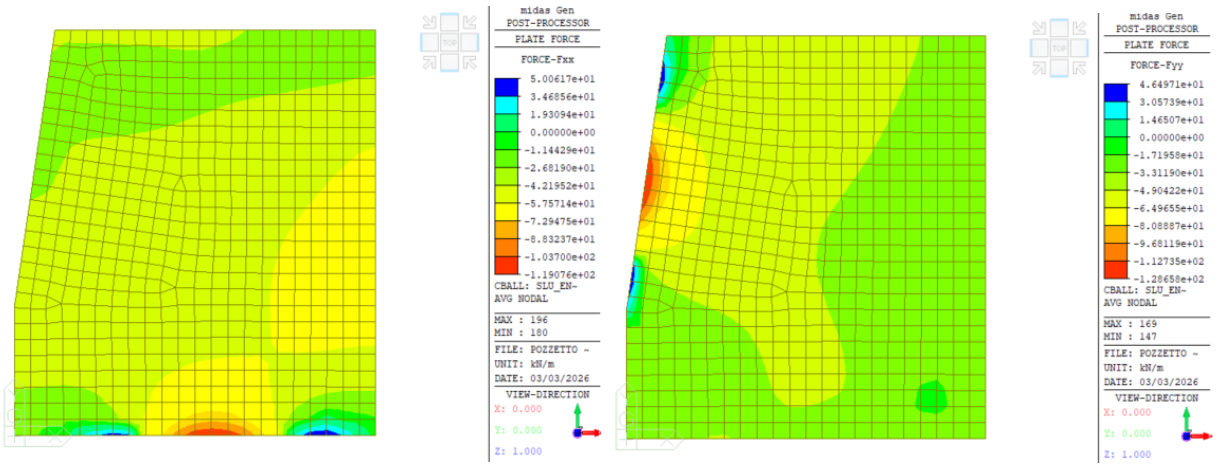


Figura 123 – Azione assiale Fxx e Fyy (ENV-SLU).

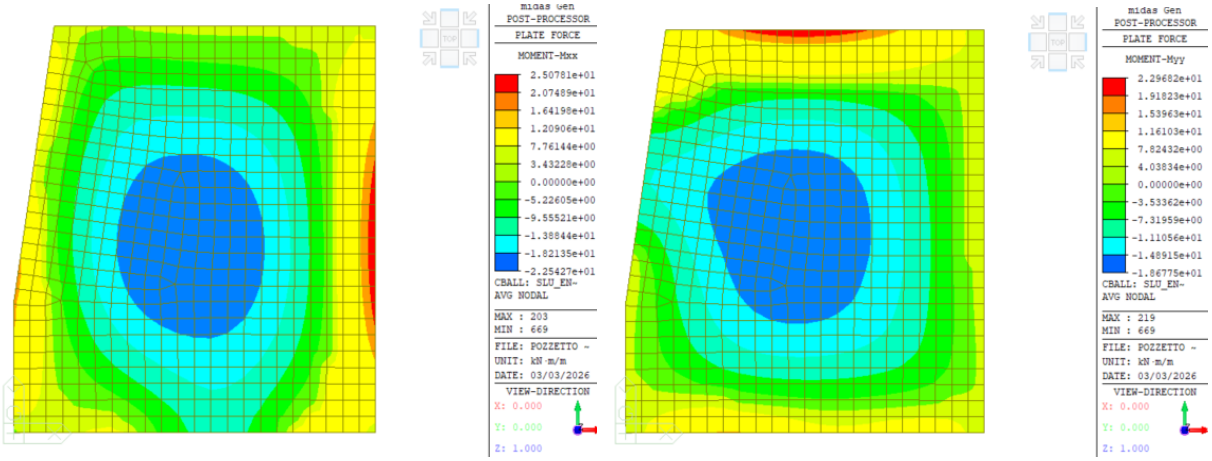


Figura 124 – Momento flettente Mxx e Myy (ENV-SLU).

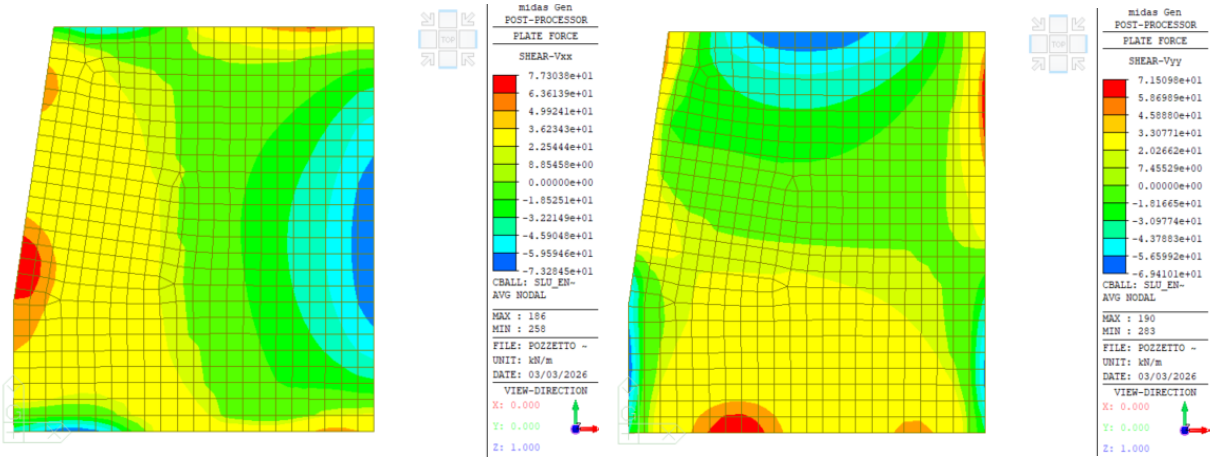


Figura 125 – Taglio Vxx e Vyy (ENV-SLU).

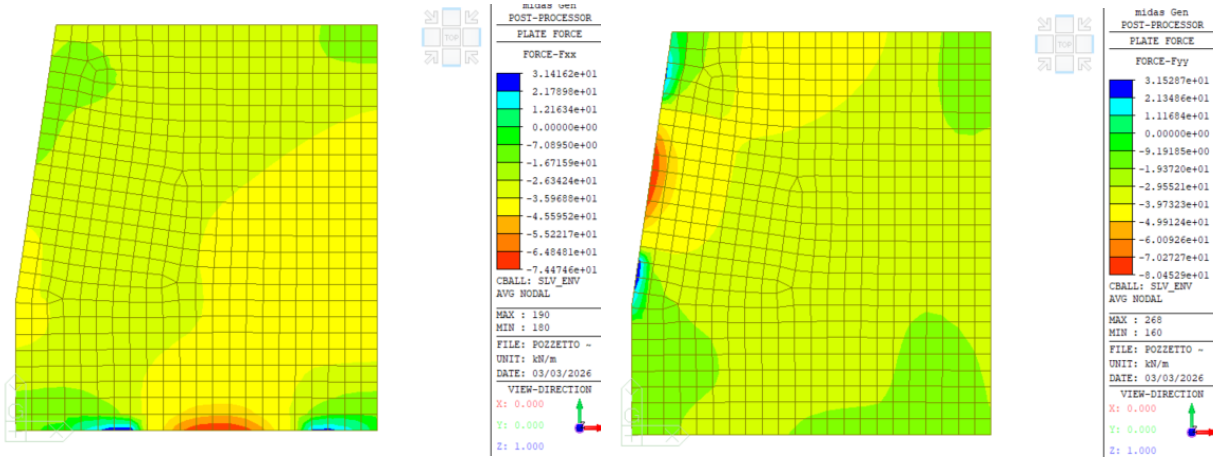


Figura 126 – Azione assiale Fxx e Fyy (ENV-SLV).

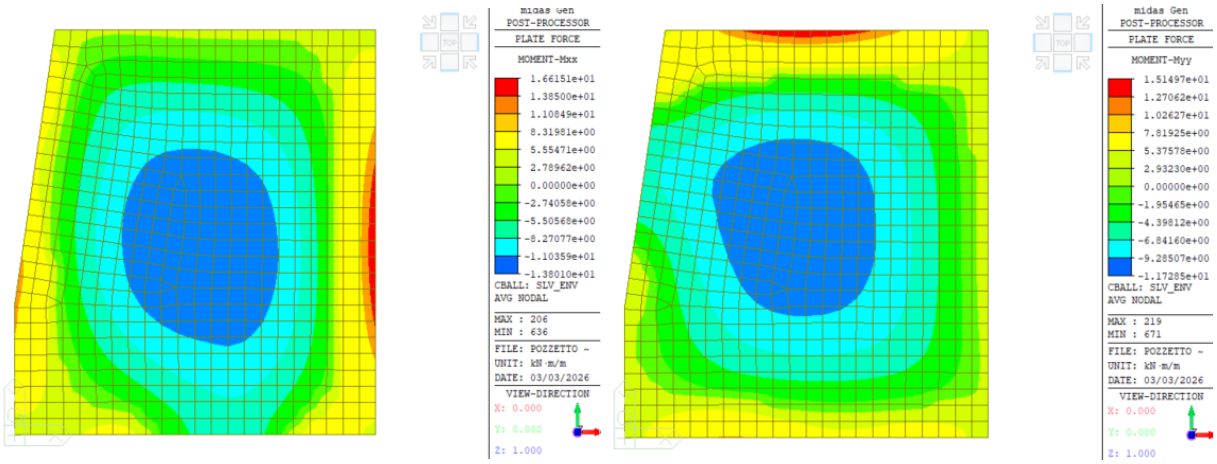


Figura 127 – Momento flettente Mxx e Myy (ENV-SLV).

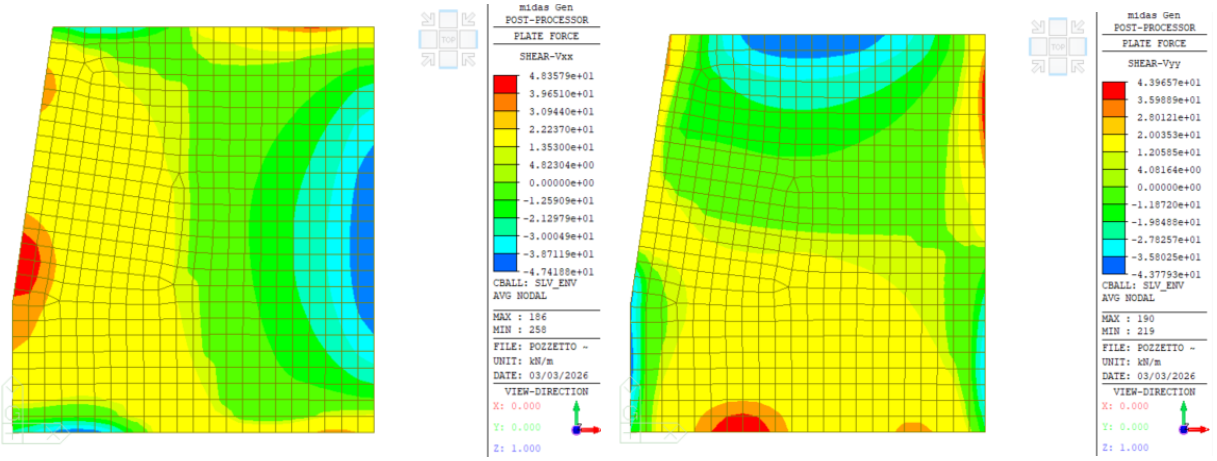


Figura 128 – Taglio Vxx e Vyy (ENV-SLV).

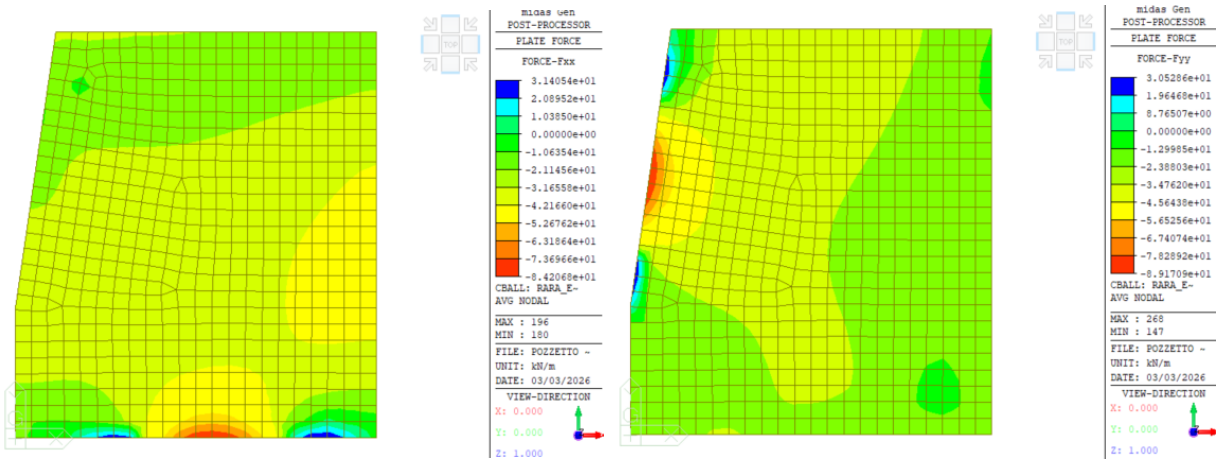


Figura 129 – Azione assiale Fxx e Fyy (ENV-SLE).

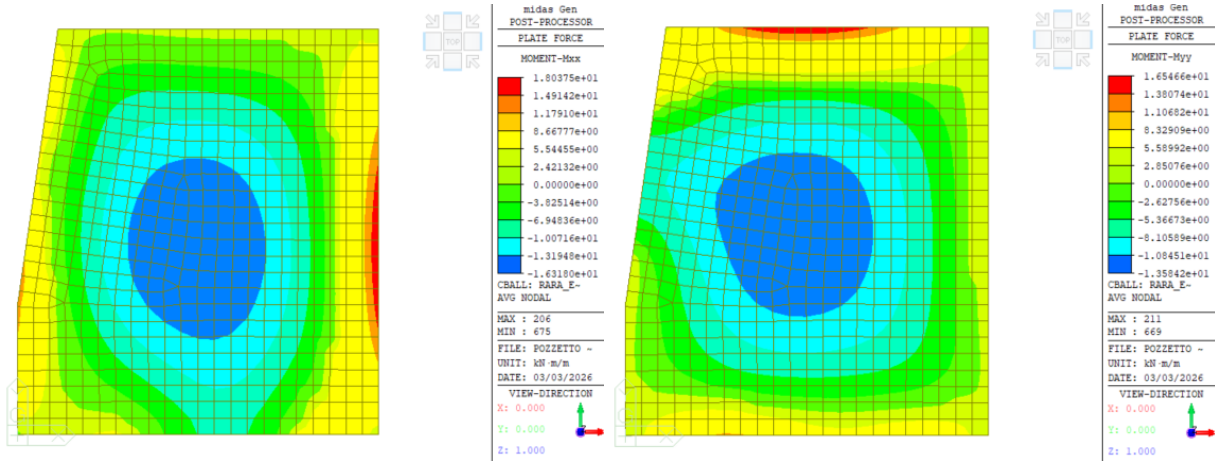


Figura 130 – Momento flettente Mxx e Myy (ENV-SLE).

12.4.2 Soletta di Copertura

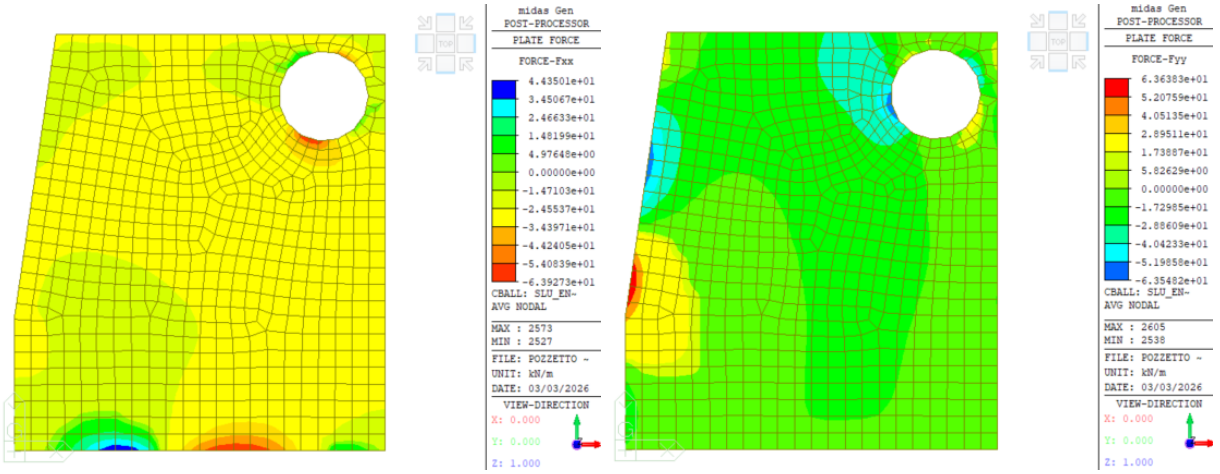


Figura 131 – Azione assiale Fxx e Fyy (ENV-SLU).

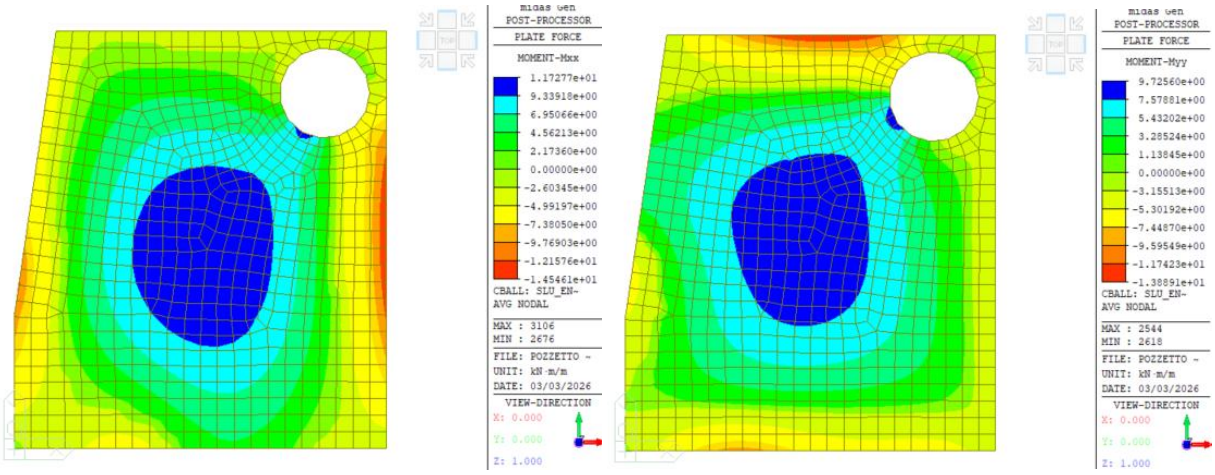


Figura 132 – Momento flettente Mxx e Myy (ENV-SLU).

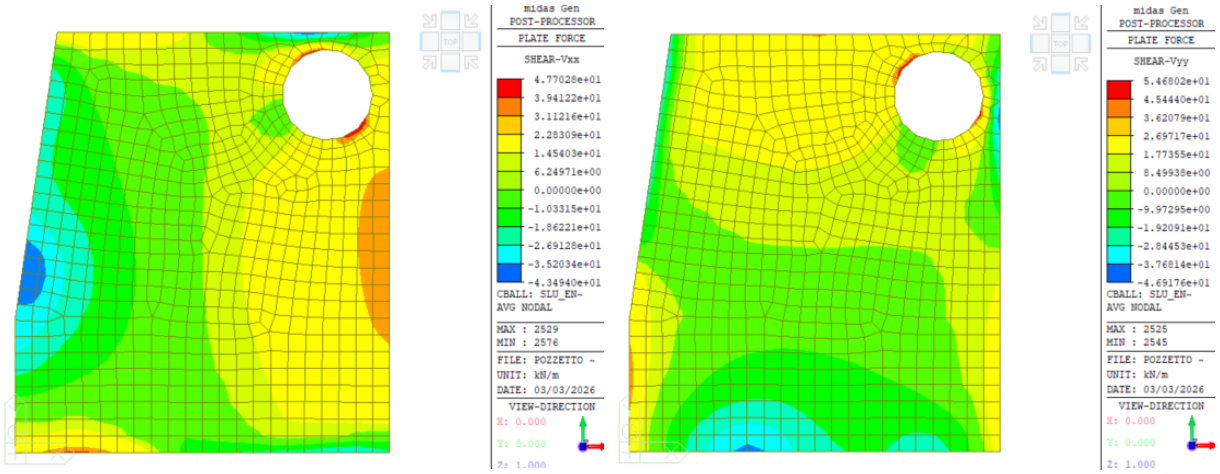


Figura 133 – Taglio Vxx e Vyy (ENV-SLU).

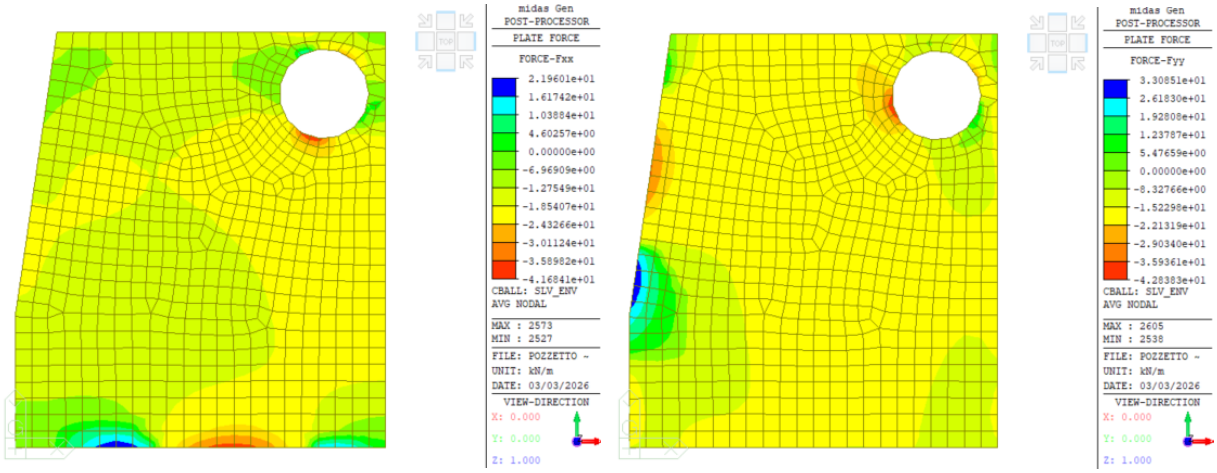


Figura 134 – Azione assiale Fxx e Fyy (ENV-SLV).

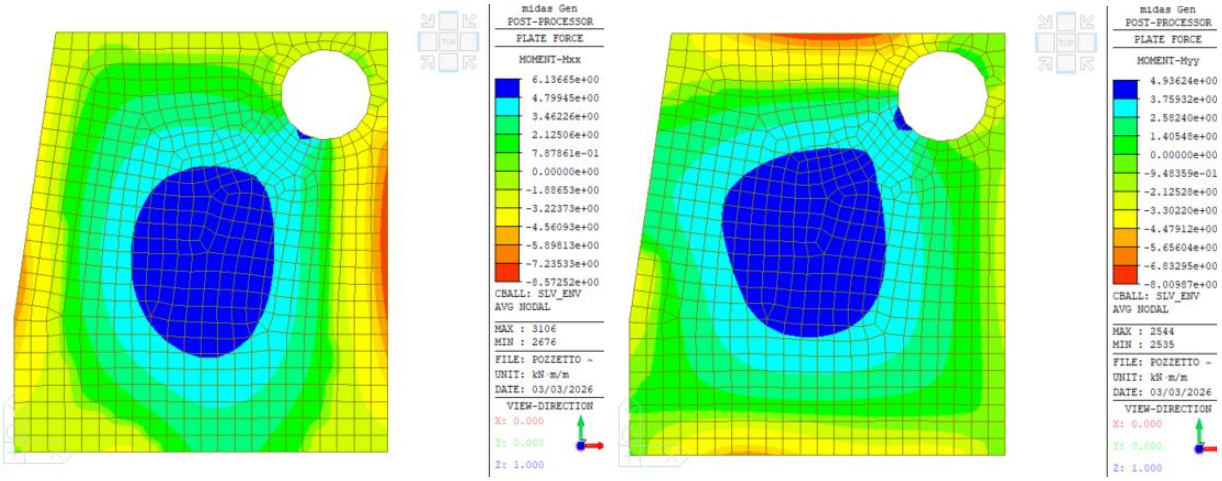


Figura 135 – Momento flettente Mxx e Myy (ENV-SLV).

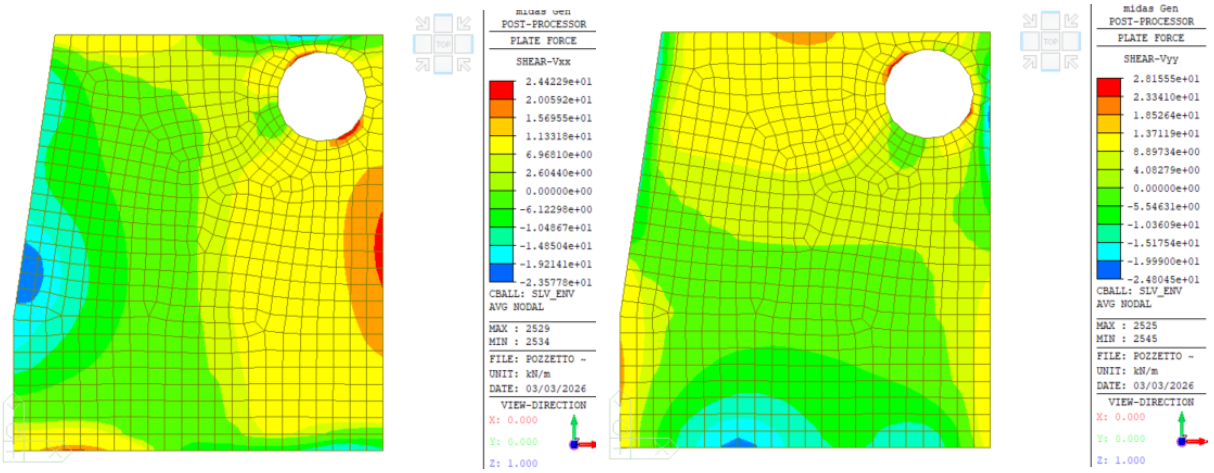


Figura 136 – Taglio Vxx e Vyy (ENV-SLV).

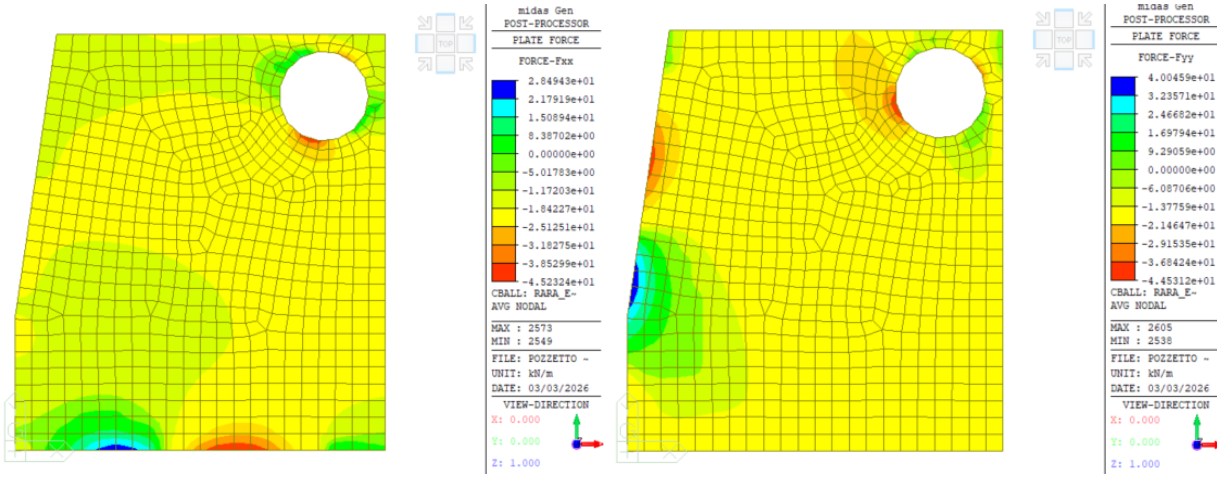


Figura 137 – Azione assiale Fxx e Fyy (ENV-SLE).

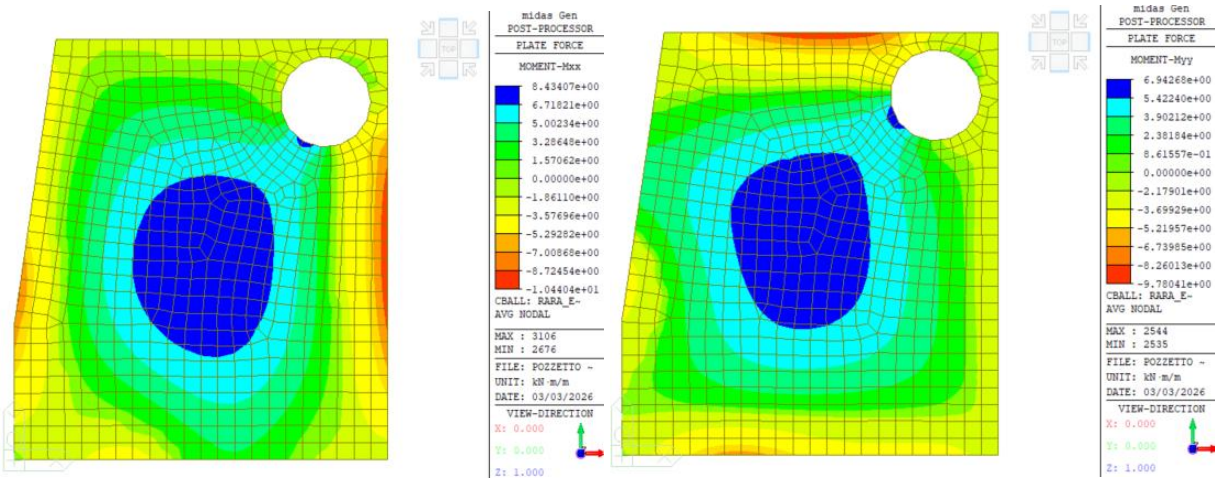


Figura 138 – Momento flettente Mxx e Myy (ENV-SLE).

12.4.3 Pareti

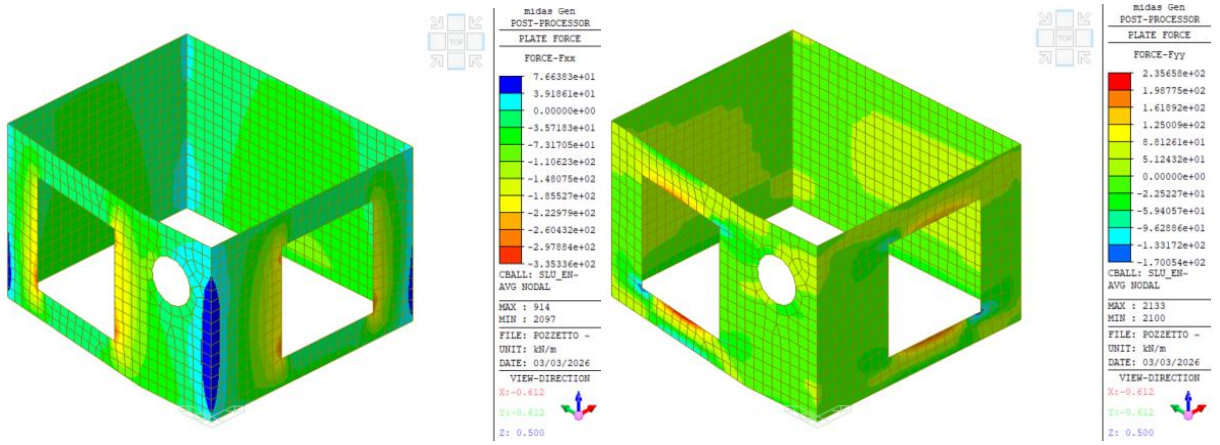


Figura 139 – Azione assiale Fxx e Fyy (ENV-SLU).

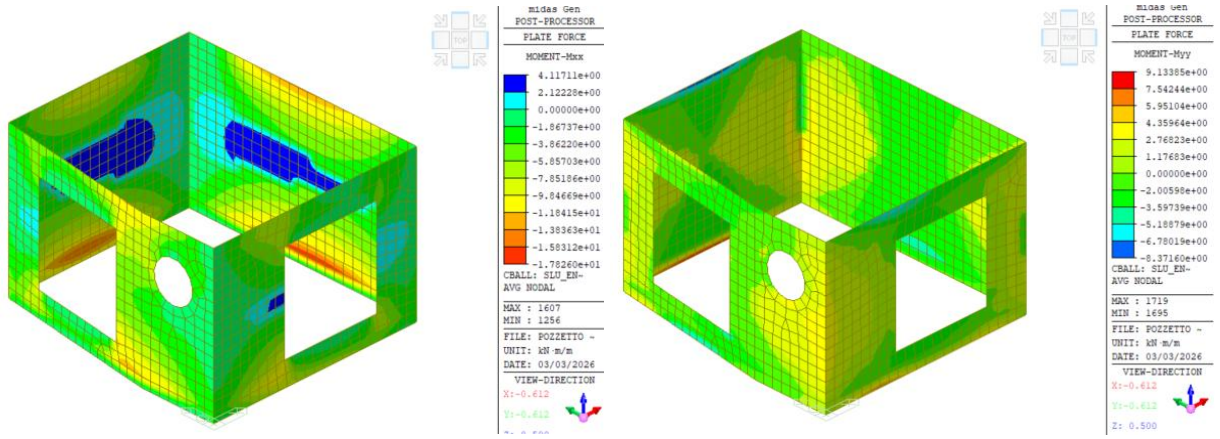


Figura 140 – Momento flettente Mxx e Myy (ENV-SLU).

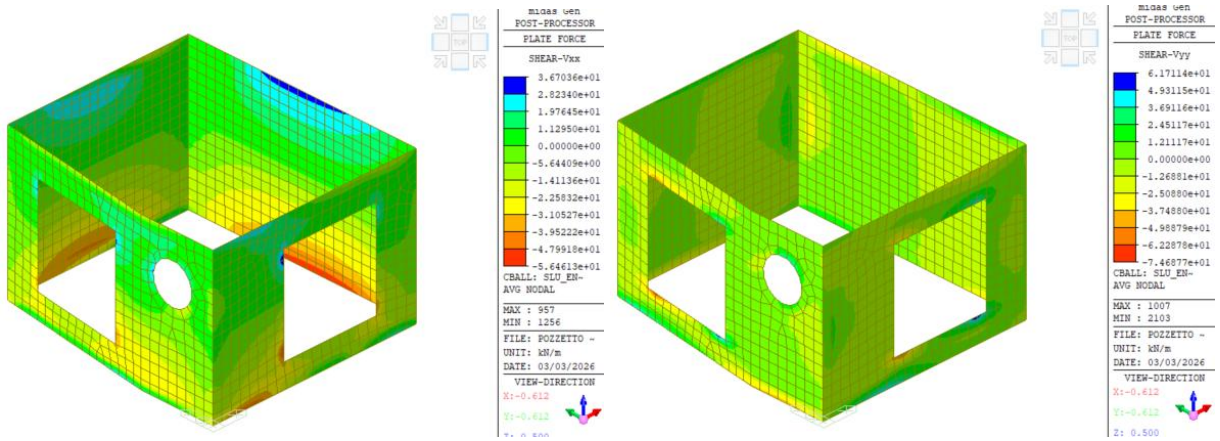


Figura 141 – Taglio Vxx e Vyy (ENV-SLU).

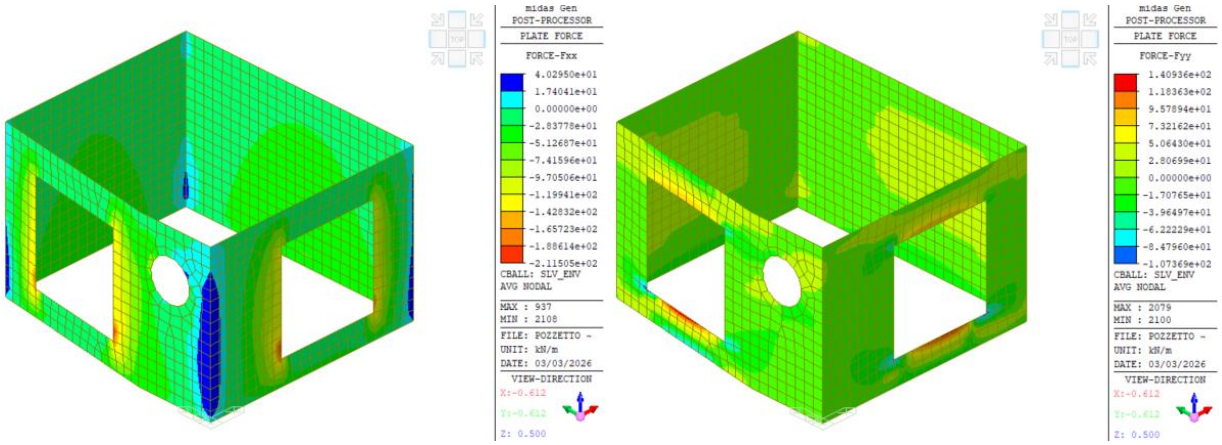


Figura 142 – Azione assiale Fxx e Fyy (ENV-SLV).

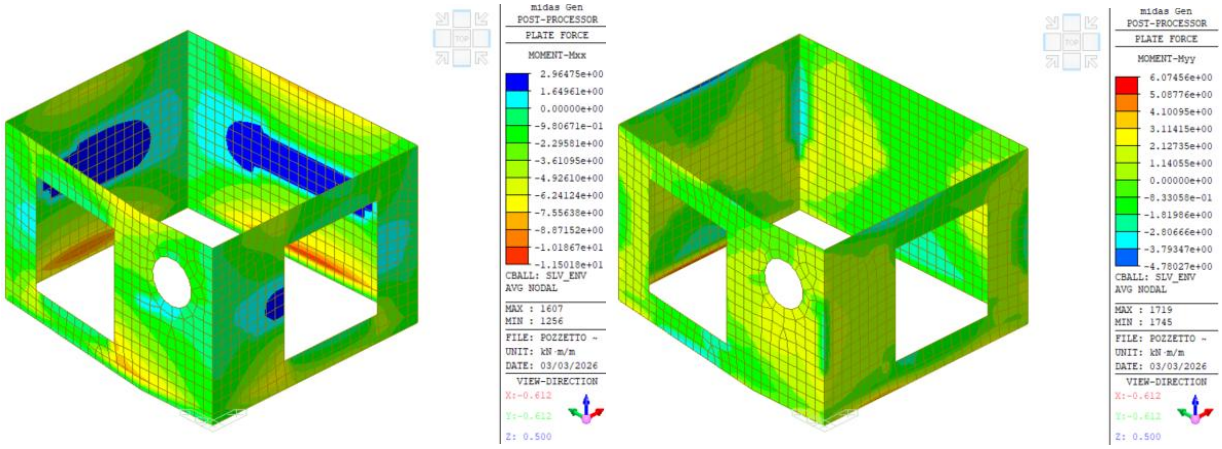


Figura 143 – Momento flettente Mxx e Myy (ENV-SLV).

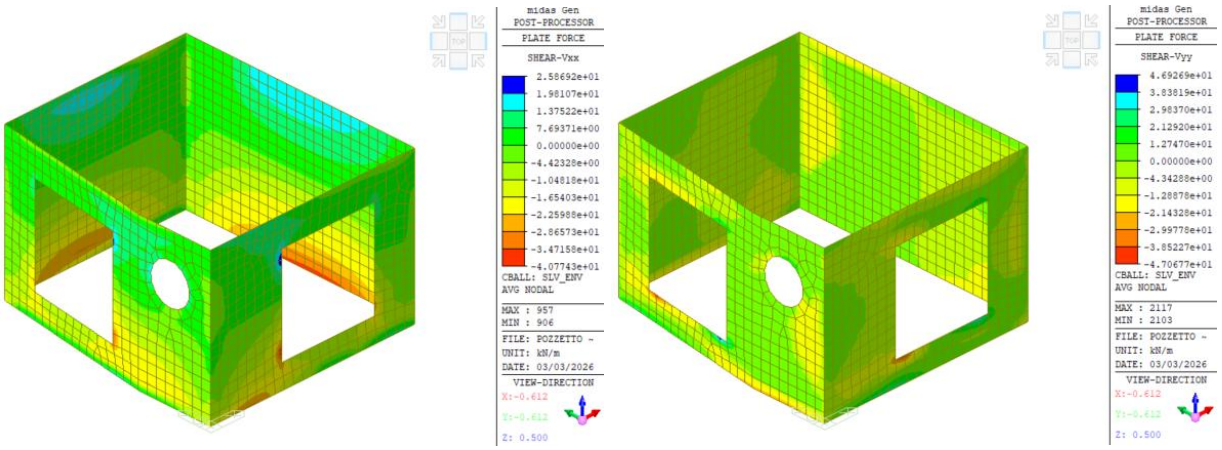


Figura 144 – Taglio Vxx e Vyy (ENV-SLV).

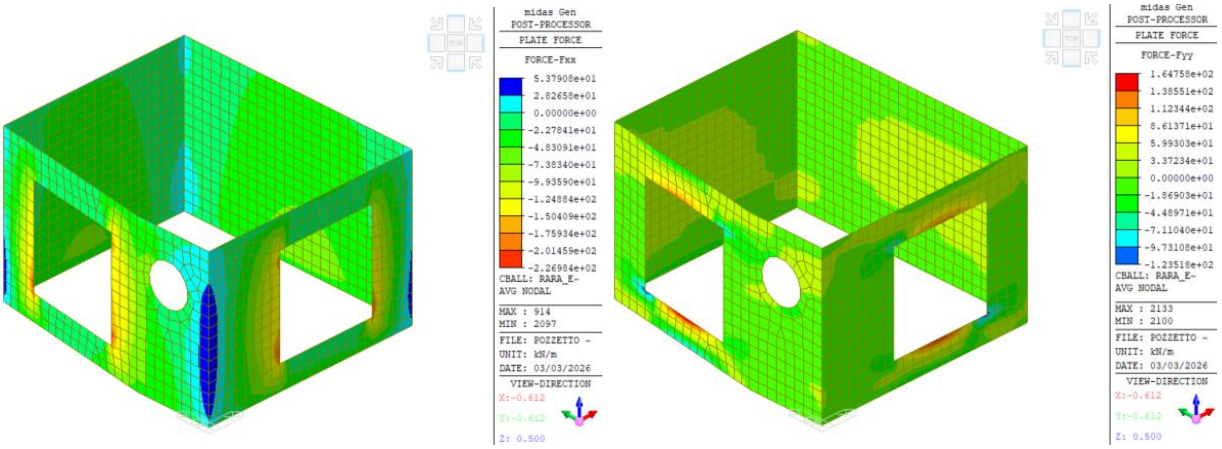


Figura 145 – Azione assiale Fxx e Fyy (ENV-SLE).

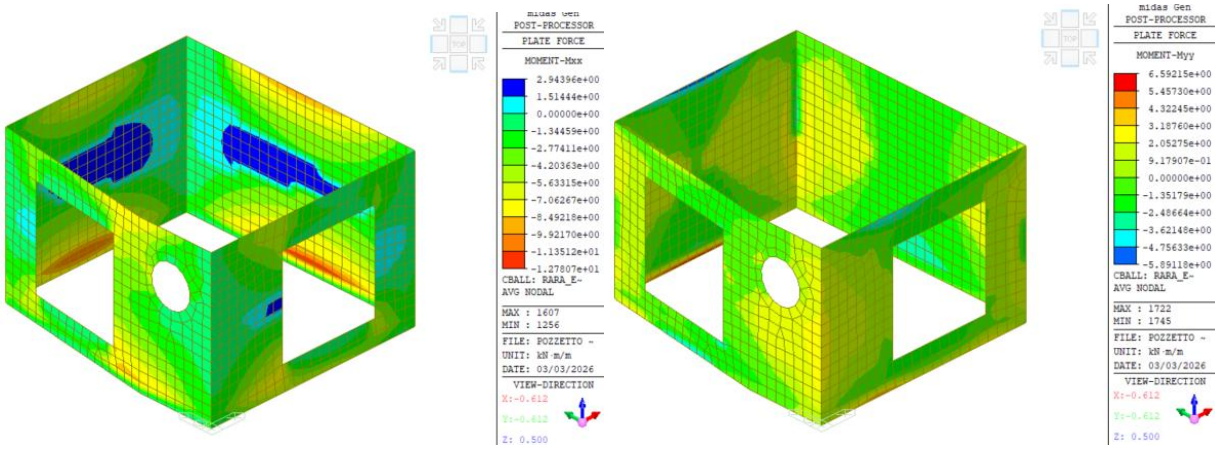


Figura 146 – Momento flettente Mxx e Myy (ENV-SLE).

13 CRITERI DI VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

La verifica degli elementi strutturali è stata condotta in due fasi successive. Nella prima, sulla base della più gravosa tra la combinazione di stato limite ultimo e la combinazione sismica, è stato dimensionato il rinforzo necessario per garantire sufficiente resistenza alla sezione.

Successivamente si è valutato se, data la quantità di armatura disposta, risultassero soddisfatti i requisiti di durabilità della struttura, quindi soddisfatte le verifiche di stato limite di esercizio.

13.1 Verifiche di stato limite ultimo

13.1.1 Pressoflessione

Le verifiche a pressoflessione vengono condotte confrontando le resistenze ultime e le sollecitazioni massime agenti, valutando il corrispondente fattore di mobilitazione (FS) come rapporto tra la sollecitazione resistente e la massima agente.

Le verifiche flessionali allo SLU sono eseguite adottando 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.

Le tensioni nel calcestruzzo e nell'armatura sono state dedotte a partire dalle deformazioni utilizzando i rispettivi diagrammi tensione-deformazione.

Per quanto attiene la legge σ-ε del calcestruzzo si è utilizzata una curva parabola-rettangolo, considerando solo la porzione compressa e assumendo ε_{c2}=0,2% e ε_{cu}=0,35%.

Per quanto riguarda l'acciaio si è assunto un diagramma bilineare elastico-perfettamente plastico.

13.1.2 Taglio

La verifica allo SLU per taglio è stata condotta assumendo i seguenti valori della resistenza di calcolo:

- Resistenza di calcolo dell'elemento privo di armatura a taglio:

$$V_{Rd,c} = \max\left\{C_{Rd,c} \cdot k \cdot \left[(100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp}\right] \cdot b_w \cdot d;\ (\upsilon_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d\right\}$$

- sforzo di taglio che può essere sopportato dall'armatura a taglio alla tensione di snervamento:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{yd} \cdot \cot \vartheta$$

- massimo sforzo di taglio che può essere sopportato dall'elemento, limitato dalla rottura delle bielle compresse:

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot \upsilon_1 \cdot f_{cd}}{\cot \vartheta + \tan \vartheta}$$

Nelle espressioni precedenti, i simboli hanno i seguenti significati:

- $k = 1 + \sqrt{200/d}$ con d in mm
- $\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d}$
- A_{sl} è l'area dell'armatura tesa
- b_w è la larghezza minima della sezione in zona tesa
- $\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} \leq 0.2 \cdot f_{cd}$
- N_{Ed} è la forza assiale nella sezione dovuta ai carichi
- A_c è l'area della sezione di calcestruzzo
- $C_{Rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c}$
- $k_1 = 0.15$
- $\upsilon_{min} = 0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}$
- $\upsilon = 0.5$ per calcestruzzi fino a C70/85
- $1 \leq \cot \theta \leq 2.5$
- A_{sw} è l'area della sezione trasversale dell'armatura a taglio
- s è il passo delle staffe
- f_{yd} è la tensione di snervamento di progetto dell'armatura a taglio
- $\upsilon_1 = \upsilon = 0.5$ è il coefficiente di riduzione della resistenza del calcestruzzo fessurato per taglio
- α_{cw} è un coefficiente che tiene conto dell'interazione tra la tensione nel corrente compresso e qualsiasi tensione di compressione assiale.

13.2 Verifiche di stato limite di esercizio

Le verifiche allo stato limite di esercizio riguardano:

- Controllo delle tensioni nell'acciaio e nel calcestruzzo;
- Limitazione dell'ampiezza delle fessure nel calcestruzzo.

In entrambi i casi, il calcolo delle tensioni nella sezione resistente avviene ipotizzando una legge costitutiva tensioni-deformazioni di tipo lineare. Nel primo caso, noti i valori delle tensioni nell'acciaio e nel calcestruzzo, si valuta il rispetto dei limiti tensionali previsti dalla norma; nel secondo caso si esegue il calcolo dell'ampiezza delle fessure in accordo con le indicazioni fornite al Paragrafo 4.1.2.2.4 delle NTC2018.

13.2.1 Fessurazione

L'ampiezza delle fessure viene calcolata come:

$$w_k = s_{r,max} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$$

dove:

- $s_{r,max}$: è la distanza massima tra le fessure;
- ε_{sm}: è la deformazione media nell'armatura sotto la combinazione di carico pertinente;
- ε_{cm}: è la deformazione media del calcestruzzo tra le fessure.

Il termine tra parentesi può essere ottenuto come:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$$

dove:

- σ_s è la tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata;
- α_e equivale al rapporto E_s / E_{cm};
- $f_{ct,eff}$ è il valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo;
- $\rho_{p,eff}$ = As / $A_{c,eff}$;
- $A_{c,eff}$ è l'area efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura ordinaria o a quella di precompressione.;
- k_t è un fattore dipendente dalla durata dei carichi, pari a 0.4 per carichi di lunga durata.

La distanza massima finale tra le fessure può essere invece ricavata tramite la seguente espressione:

$$s_{r,max} = k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \varphi / \rho_{p,eff}$$

dove:

- Ø è il diametro delle barre. Se in una sezione sono impiegate barre di diametro diverso si raccomanda di adottare un diametro equivalente, $Ø_{eq}$. Per una sezione con n1 barre di diametro Ø1 e n2 barre di diametro Ø2, si raccomanda di adottare l'espressione seguente:

$$\varphi_{eq} = \frac{n_1 \cdot \varphi_1^2 + n_2 \cdot \varphi_2^2}{n_1 \cdot \varphi_1 + n_2 \cdot \varphi_2}$$

- c è il ricoprimento dell'armatura;
- k_1 è un coefficiente che tiene conto delle proprietà di aderenza dell'armatura aderente, pari a 0.8 per barre ad aderenza migliorata;
- k_2 è un coefficiente che tiene conto della distribuzione delle deformazioni, vale 1.0 per trazione pura e 0.5 per flessione;
- k_3 è un coefficiente per il quale si raccomanda di utilizzare il valore di 3.4;
- k_4 è un coefficiente per il quale si raccomanda di utilizzare il valore di 0.425.

Poiché la struttura è caratterizzata da una classe di esposizione XC4, i limiti di apertura delle fessure risultano pari a **0.3 mm** in combinazione frequente e pari **0.2 mm** in combinazione quasi permanente.

13.2.2 Limitazioni delle tensioni

La verifica riguarda il controllo degli stati tensionali ed è soddisfatta se risultano rispettati i seguenti limiti:

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE:

- $\sigma_c < 0.45\ f_{ck}$
- $\sigma_s < 0.80\ f_{yk}$

COMBINAZIONE CARATTERISTICA:

- $\sigma_c < 0.60\ f_{ck}$
- $\sigma_s < 0.80\ f_{yk}$

14 CRITERI DI VERIFICA GEOTECNICA

Nel presente capitolo si riportano i criteri di verifica geotecnica della struttura in progetto. Nello specifico si è condotta la verifica di capacità portante.

14.1 Verifica di capacità portante

Per la valutazione della capacità portante del terreno di fondazione si fa riferimento alla relazione generale di Brinch-Hansen (1970), considerando il terreno di fondazione in condizioni drenate. Tale formulazione fornisce il valore della pressione media limite.

Si fa quindi riferimento alla formulazione seguente:

$$q_{limite} = \frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c$$

dove:

- γ' è il peso dell'unità di volume del terreno;
- B è la larghezza della fondazione;
- L è la lunghezza della fondazione;
- q' è la pressione verticale alla quota di imposta della fondazione;
- Nγ, Nq e Nc sono i fattori di capacità portante:

$$N_q = \frac{1 + \sin \varphi_d}{1 - \sin \varphi_d} \cdot e^{\pi \tan \varphi_d}$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi_d$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \varphi_d$$

- ϕ_d è l'angolo di resistenza al taglio di progetto del terreno;
- c è la coesione di progetto del terreno;
- s_γ, s_q, s_c sono i coefficienti di forma della fondazione:

$$s_\gamma = s_q = 1 + 0.1 \cdot \frac{1 + \sin \varphi_d}{1 - \sin \varphi_d} \cdot \frac{B}{L}$$

$$s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{1 + \sin \varphi_d}{1 - \sin \varphi_d} \cdot \frac{B}{L}$$

- d_q, d_c sono i coefficienti di approfondimento:

$$d_q = 1 + 2 \cdot \tan \varphi_d \cdot (1 - \sin \varphi_d)^2 \cdot \frac{D}{B} \quad (D \leq B)$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \tan \varphi_d \cdot (1 - \sin \varphi_d)^2 \cdot \tan^{-1} \frac{D}{B} \quad (D > B)$$

$$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \cdot \tan \varphi_d}$$

- i_γ, i_q, i_c sono i coefficienti di inclinazione del carico:

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{N + B \cdot L \cdot \cot \varphi_d}\right)^{m+1}$$

$$i_q = \left(1 - \frac{H}{N + B \cdot L \cdot \cot \varphi_d}\right)^{m}$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \tan \varphi_d}$$

$$m = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}}$$

- H e N sono rispettivamente il carico orizzontale e il carico verticale agenti in fondazione;
- b_γ, b_q, b_c sono i coefficienti per l'inclinazione della fondazione:

$$g_\gamma = g_q = (1 - \tan \omega)^2$$

$$g_c = g_q - \frac{1 - g_q}{N_c \cdot \tan \varphi_d}$$

- ω è l'angolo di inclinazione del piano campagna.

15 VERIFICHE STRUTTURALI

Nel presente paragrafo si riportano le verifiche condotte secondo la vigente normativa NTC 2018 sugli elementi strutturali costituenti le camerette.

Si riportano solamente le verifiche di tre manufatti considerate le analogie tra il pozzetto ripartitore e il pozzetto di curva.

Le verifiche sono condotte in corrispondenza delle sezioni più significative. Nelle seguenti figure sono riportate tutte le sezioni di verifica per ogni elemento strutturale.

15.1 Manufatto sfioratore

- Fondazioni:

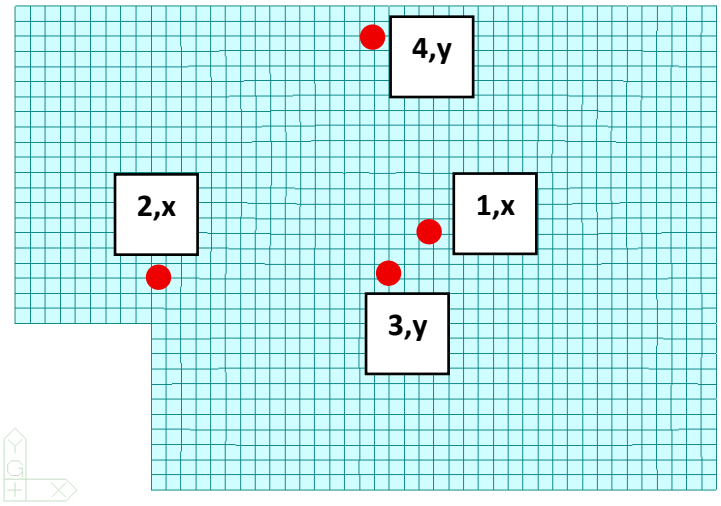


Figura 147 – Pianta fondazioni, manufatto sfioratore.

- Copertura:

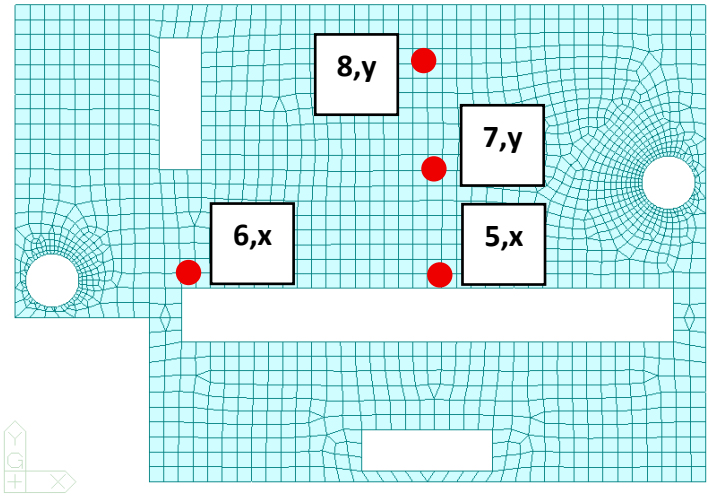


Figura 148 – Pianta copertura, manufatto sfioratore.

- Pareti perimetrali:

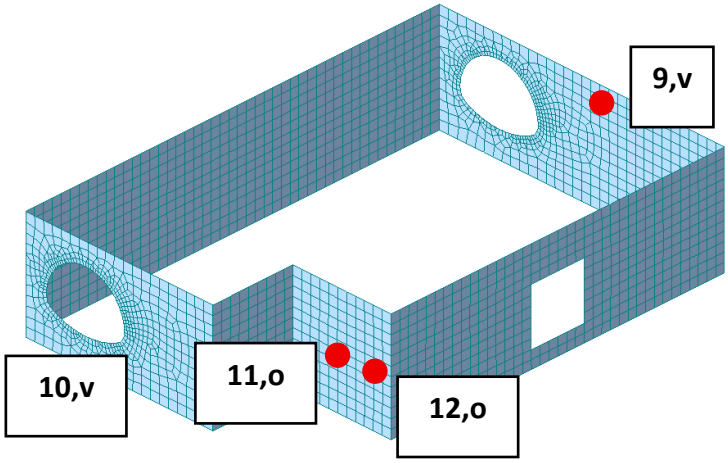


Figura 149 – Pareti perimetrali, manufatto sfioratore.

- Pareti interne:

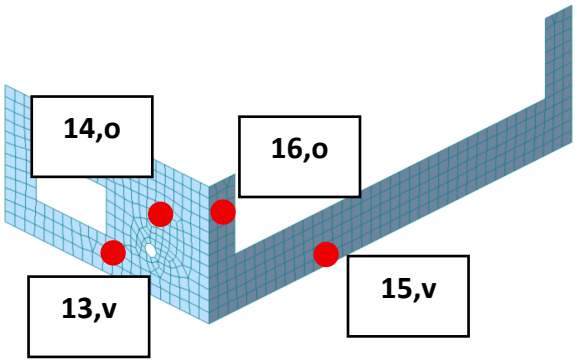


Figura 150 – Pareti interne, manufatto sfioratore.

Verifica a flessione

SEZIONE		Dimensioni		Armatura inferiore	Armatura superiore	Momento sollecitante	Momento resistente	FS
		B	H	A_s	$A_{s'}$	M_{ed}	M_{rd}	
		[m]	[m]	[cm^2]	[cm^2]	[kNm]	[kNm]	[-]
Fondazioni	1 – dir. X	1.00	0.50	Φ16/20 – 10.05	Φ16/20 – 10.05	66.50	177.40	**2.67**
	2 – dir. X	1.00	0.50	Φ16/20 – 10.05	Φ16/20 – 10.05	103.39	177.40	**1.72**
	3 – dir. Y	1.00	0.50	Φ16/20 – 10.05	Φ16/20 – 10.05	94.58	176.40	**1.87**
	4 – dir. Y	1.00	0.50	Φ16/20 – 10.05	Φ16/20 – 10.05	60.65	176.40	**2.91**
Copertura	5 – dir. X	1.00	0.35	Φ16/10 – 20.11	Φ16/20 – 10.05	153.00	212.60	**1.39**
	6 – dir. X	1.00	0.35	Φ16/20 – 10.05	Φ16/10 – 20.11	207.70	212.60	**1.02**
	7 – dir. Y	1.00	0.35	Φ16/20 – 10.05	Φ16+12/20 – 15.71	120.80	166.10	**1.38**
	8 – dir. Y	1.00	0.35	Φ16/20 – 10.05	Φ16/20 – 10.05	68.51	118.40	**1.73**
				INTERNO	**ESTERNO**			
Pareti perimetrali	9 – dir. V	1.00	0.35	Φ16/20 – 10.05	Φ16/10 – 20.11	203.72	205.10	**1.01**
	10 – dir. V	1.00	0.35	Φ16/20 – 10.05	Φ16/20 – 10.05	84.40	118.00	**1.40**
	11 – dir. O	1.00	0.35	Φ12/20 – 5.65	Φ12/20 – 5.65	55.90	71.82	**1.29**
	12 – dir. O	1.00	0.35	Φ12/20 – 5.65	Φ12/20 – 5.65	33.80	71.82	**2.13**
PARETI INTERNE								
Parete 1 (25cm)	13 – dir. V	1.00	0.25	Φ16/20 – 10.05	Φ16/20 – 10.05	32.93	78.64	**2.39**
	14 – dir. O	1.00	0.25	Φ12/20 – 5.65	Φ12/20 – 5.65	4.80	49.72	**10.36**
Parete 2 (35cm)	15 – dir. V	1.00	0.35	Φ16/20 – 10.05	Φ16/20 – 10.05	70.40	118.00	**1.68**
	16 – dir. O	1.00	0.35	Φ12/20 – 5.65	Φ12/20 – 5.65	29.29	71.83	**2.45**

Tabella 3 – Verifica a flessione SLU, manufatto sfioratore.

Verifica a taglio

SEZIONE		Taglio massimo	Spilli	Assenza armatura	Lato cls	Lato acciaio	Taglio resist.
		V_{Ed}	n	$V_{Rd,0}$	$V_{Rd,C}$	$V_{Rd,S}$	V_{Rd}
		[kN]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
Fondazioni	$V_{max,1,X}$	253.51	Φ10/20x40	189.31	1243.63	381.88	**381.88**
	$V_{max,2,X}$	206.18	Φ10/20x40	189.31	1243.63	381.88	**381.88**
	$V_{max,1,Y}$	262.71	Φ10/20x40	184.51	1189.61	368.06	**368.06**
	$V_{max,2,Y}$	178.08	Φ10/20x40	184.51	1189.61	368.06	**368.06**
Copertura	$V_{max,1,X}$	310.90	Φ10/20x20	179.53	821.59	504.57	**504.57**
	$V_{max,2,X}$	150.40	Φ10/20x20	179.53	821.59	504.57	**504.57**
	$V_{max,1,Y}$	106.30	Φ10/20x20	153.70	917.15	563.32	**563.32**
	$V_{max,2,Y}$	128.90	Φ10/20x40	153.70	917.25	281.66	**281.66**
	$V_{max,1,X}$	250.41	Φ10/20x40	151.17	894.74	274.75	**274.75**

Pareti perimetrali	$V_{max,2,X}$	177.68	Φ10/20x40	151.17	894.74	274.75	**274.75**
	$V_{max,1,Y}$	191.42	Φ10/20x40	146.70	855.35	262.65	**262.65**
	$V_{max,2,Y}$	163.38	Φ10/20x40	146.70	855.35	262.65	**262.65**
Parete 1 (25cm)	$V_{max,1,X}$	85.20	Φ10/20x40	121.67	568.36	174.53	**121.67**
	$V_{max,1,Y}$	50.70	Φ10/20x40	113.40	573.98	176.25	**113.40**
Parete 2 (30cm)	$V_{max,1,X}$	70.10	Φ10/20x40	146.06	849.72	260.92	**260.92**
	$V_{max,1,Y}$	74.60	Φ10/20x40	146.70	855.35	262.65	**260.92**

Tabella 4 – Verifica a taglio SLU, manufatto sfioratore.

Verifica stato tensionale – combinazione caratteristica						
SEZIONE		**Momento sollecitante**	**Sforzo acciaio**	**Sforzo cls**	**Sforzo limite acc.**	**Sforzo limite cls**
		M_{Ed}	σ_s	σ_c	$\sigma_{s,lim}$	$\sigma_{c,lim}$
		[kNm]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
Fondazioni	1 – dir. X	49.20	125.40	2.44	**360.00**	**19.20**
	2 – dir. X	76.10	191.10	3.72	**360.00**	**19.20**
	3 – dir. Y	70.10	171.90	3.19	**360.00**	**19.20**
	4 – dir. Y	44.70	109.80	2.04	**360.00**	**19.20**
Copertura	5 – dir. X	112.90	218.90	7.23	**360.00**	**19.20**
	6 – dir. X	153.30	296.70	10.47	**360.00**	**19.20**
	7 – dir. Y	88.80	230.80	7.53	**360.00**	**19.20**
	8 – dir. Y	50.70	95.25	2.45	**360.00**	**19.20**
Pareti perimetrali	9 – dir. V	150.20	299.40	11.06	**360.00**	**19.20**
	10 – dir. V	61.30	240.80	6.08	**360.00**	**19.20**
	11 – dir. O	40.10	259.20	4.61	**360.00**	**19.20**
	12 – dir. O	25.10	163.70	2.91	**360.00**	**19.20**
Parete 1 (25cm)	13 – dir. V	24.30	148.50	5.17	**360.00**	**19.20**
	14 – dir. O	3.60	35.64	0.83	**360.00**	**19.20**
Parete 2 (30cm)	15 – dir. V	51.90	204.20	5.16	**360.00**	**19.20**
	16 – dir. O	21.70	141.00	2.51	**360.00**	**19.20**

Tabella 5 – Verifica stato tensionale in combinazione caratteristica, manufatto sfioratore.

Verifica stato tensionale – combinazione quasi permanente						
SEZIONE		**Momento sollecitante**	**Sforzo acciaio**	**Sforzo cls**	**Sforzo limite acc.**	**Sforzo limite cls**
		M_{Ed}	σ_s	σ_c	$\sigma_{s,lim}$	$\sigma_{c,lim}$
		[kNm]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
Fondazioni	1 – dir. X	31.40	80.15	1.56	**360.00**	**12.80**

	2 – dir. X	45.30	115.00	2.24	**360.00**	**12.80**
	3 – dir. Y	48.20	118.30	2.20	**360.00**	**12.80**
	4 – dir. Y	37.40	91.91	1.71	**360.00**	**12.80**
Copertura	5 – dir. X	35.20	68.49	2.42	**360.00**	**12.80**
	6 – dir. X	53.70	103.50	3.56	**360.00**	**12.80**
	7 – dir. Y	39.30	102.30	3.34	**360.00**	**12.80**
	8 – dir. Y	12.70	50.62	1.30	**360.00**	**12.80**
Pareti	9 – dir. V	45.30	90.40	3.34	**360.00**	**12.80**
	10 – dir. V	9.40	36.99	0.93	**360.00**	**12.80**
	11 – dir. O	10.00	64.96	1.16	**360.00**	**12.80**
	12 – dir. O	6.00	38.98	0.69	**360.00**	**12.80**
Parete 1 (25cm)	13 – dir. V	15.30	93.48	3.26	**360.00**	**12.80**
	14 – dir. O	2.40	23.76	0.55	**360.00**	**12.80**
Parete 2 (30cm)	15 – dir. V	30.60	120.40	3.04	**360.00**	**12.80**
	16 – dir. O	8.50	55.22	0.98	**360.00**	**12.80**

Tabella 6 – Verifica stato tensionale in combinazione quasi permanente, manufatto sfioratore.

Verifica apertura fessure – combinazione frequente					
SEZIONE		**Momento sollecitante**	**Asse neutro**	**Apertura fessura**	**Apertura amm.**
		M_{Ed}	**x**	**w_k**	**$w_{k,max}$**
		[kNm]	[mm]	[MPa]	[MPa]
Fondazioni	1 – dir. X	40.90	95.00	0.179	**0.300**
	2 – dir. X	62.30	95.00	0.269	**0.300**
	3 – dir. Y	58.90	95.00	0.226	**0.300**
	4 – dir. Y	40.60	95.00	0.156	**0.300**
Copertura	5 – dir. X	86.00	100.00	0.139	**0.300**
	6 – dir. X	117.40	100.00	0.218	**0.300**
	7 – dir. Y	67.90	89.00	0.180	**0.300**
	8 – dir. Y	38.70	76.00	0.097	**0.300**
Pareti	9 – dir. V	114.10	99.00	0.248	**0.300**
	10 – dir. V	48.10	76.00	0.248	**0.300**
	11 – dir. O	32.60	61.00	0.297	**0.300**
	12 – dir. O	18.90	61.00	0.137	**0.300**
Parete 1 (25cm)	13 – dir. V	19.80	60.00	0.133	**0.300**
	14 – dir. O	3.00	50.00	0.036	**0.300**
Parete 2 (30cm)	15 – dir. V	42.50	76.00	0.220	**0.300**
	16 – dir. O	17.30	61.00	0.171	**0.300**

Tabella 7 – Verifica apertura fessure in combinazione frequente, manufatto sfioratore.

Verifica apertura fessure – combinazione quasi permanente				
SEZIONE	**Momento sollecitante**	**Asse neutro**	**Apertura fessura**	**Apertura amm.**

		M_{Ed}	x	w_k	$w_{k,max}$
		[kNm]	[mm]	[MPa]	[MPa]
Fondazioni	1 – dir. X	31.40	95.00	0.138	**0.200**
	2 – dir. X	45.30	95.00	0.198	**0.200**
	3 – dir. Y	48.20	95.00	0.185	**0.200**
	4 – dir. Y	37.40	95.00	0.144	**0.200**
Copertura	5 – dir. X	35.20	100.00	0.054	**0.200**
	6 – dir. X	53.70	100.00	0.081	**0.200**
	7 – dir. Y	39.30	89.00	0.105	**0.200**
	8 – dir. Y	12.70	76.00	0.069	**0.200**
Pareti	9 – dir. V	45.30	99.00	0.081	**0.200**
	10 – dir. V	9.40	76.00	0.049	**0.200**
	11 – dir. O	10.00	61.00	0.099	**0.200**
	12 – dir. O	6.00	61.00	0.059	**0.200**
Parete 1 (25cm)	13 – dir. V	15.30	60.00	0.103	**0.200**
	14 – dir. O	2.40	50.00	0.029	**0.200**
Parete 2 (30cm)	15 – dir. V	30.60	76.00	0.158	**0.200**
	16 – dir. O	8.50	61.00	0.084	**0.200**

Tabella 8 – Verifica apertura fessure in combinazione quasi permanente, manufatto sfioratore.

15.2 Manufatto di sollevamento

- Fondazioni:

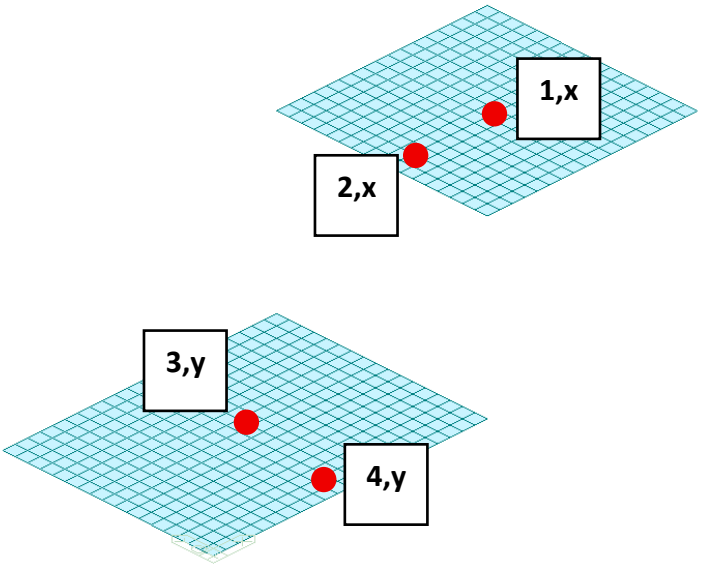


Figura 151 – Pianta fondazioni, manufatto di sollevamento.

- Copertura:

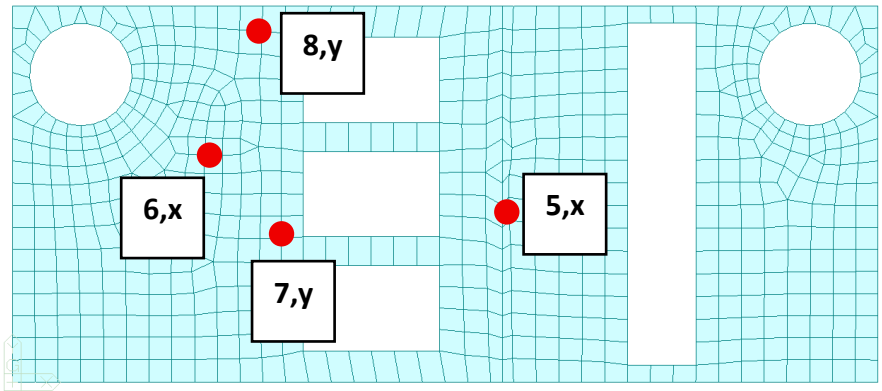


Figura 152 – Pianta copertura, manufatto di sollevamento.

- Pareti:

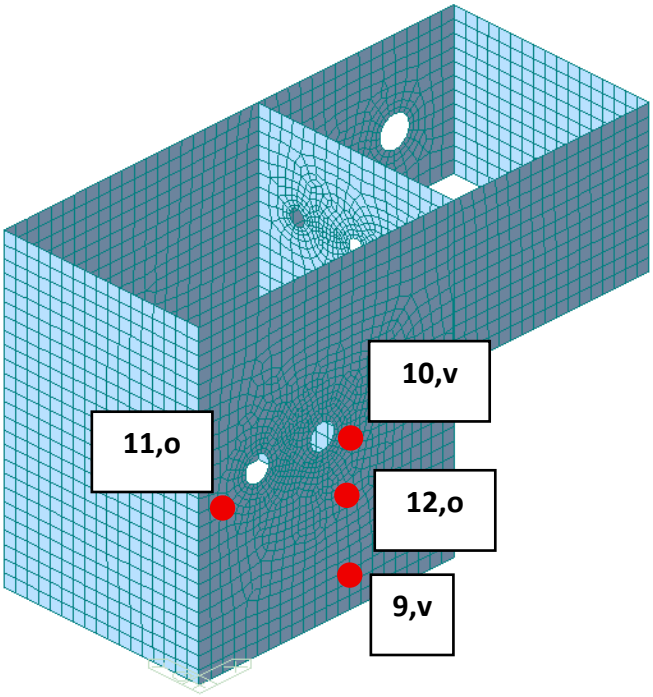


Figura 153 – Pareti, manufatto di sollevamento.

Verifica a flessione								
SEZIONE		**Dimensioni**		**Armatura inferiore**	**Armatura superiore**	**Momento sollecitante**	**Momento resistente**	**FS**
		B	**H**	**A_s**	**$A_{s'}$**	**M_{ed}**	**M_{rd}**	
		[m]	[m]	[cm^2]	[cm^2]	[kNm]	[kNm]	[-]
Fondazioni	1 – dir. X	1.00	0.35	Φ14/20 – 7.70	Φ14/20 – 7.70	25.12	95.15	**3.79**
	2 – dir. X	1.00	0.35	Φ14+12/20 – 13.35	Φ14/20 – 7.70	43.05	145.70	**3.38**
	3 – dir. Y	1.00	0.35	Φ14/20 – 7.70	Φ14/20 – 7.70	27.36	94.21	**3.44**
	4 – dir. Y	1.00	0.35	Φ14+12/20 – 13.35	Φ14/20 – 7.70	63.35	148.60	**2.35**
Copertura	5 – dir. X	1.00	0.30	Φ14/20 – 7.70	Φ14/20 – 7.70	15.83	80.09	**5.06**
	6 – dir. X	1.00	0.30	Φ14/20 – 7.70	Φ14/20 – 7.70	9.66	80.09	**8.29**
	7 – dir. Y	1.00	0.30	Φ14/20 – 7.70	Φ14/20 – 7.70	35.02	79.15	**2.26**
	8 – dir. Y	1.00	0.30	Φ14/20 – 7.70	Φ14/20 – 7.70	11.57	79.15	**6.84**
				INTERNA	**ESTERNA**			
Pareti	9 – dir. V	1.00	0.30	Φ14/20 – 7.70	Φ14+12/20 – 13.35	40.09	119.90	**2.99**
	10 – dir. V	1.00	0.30	Φ14/20 – 7.70	Φ14/20 – 7.70	34.80	80.09	**2.30**
	11 – dir. O	1.00	0.30	Φ12/20 – 5.65	Φ12/10 – 11.30	55.20	106.50	**1.93**
	12 – dir. O	1.00	0.30	Φ14/20 – 7.70	Φ12/20 – 5.65	44.90	77.85	**1.73**

Tabella 9 – Verifica a flessione SLU, manufatto di sollevamento.

Verifica a taglio

SEZIONE		Taglio massimo	Spilli	Assenza armatura	Lato cls	Lato acciaio	Taglio resist.
		V_{Ed}	n	$V_{Rd,0}$	$V_{Rd,C}$	$V_{Rd,S}$	V_{Rd}
		[kN]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
Fondazioni	$V_{max,1,X}$	121.80	Φ10/20x40	138.62	785.01	120.53	**138.62**
	$V_{max,2,X}$	69.69	Φ10/20x40	138.62	785.01	120.53	**138.62**
	$V_{max,1,Y}$	114.53	Φ10/20x40	143.16	824.40	126.57	**143.16**
	$V_{max,2,Y}$	112.19	Φ10/20x40	143.16	824.40	126.57	**143.16**
Copertura	$V_{max,1,X}$	89.67	Φ10/20x40	126.72	683.72	104.97	**126.72**
	$V_{max,2,X}$	67.07	Φ10/20x40	126.72	683.72	104.97	**126.72**
	$V_{max,1,Y}$	89.85	Φ10/20x40	122.00	644.33	98.93	**122.00**
	$V_{max,2,Y}$	89.42	Φ10/20x40	122.00	644.33	98.93	**122.00**
Pareti	$V_{max,1,X}$	113.05	Φ10/20x40	148.40	649.95	99.79	**148.40**
	$V_{max,2,X}$	66.18	Φ10/20x40	122.67	649.95	99.79	**122.67**
	$V_{max,1,Y}$	96.05	Φ10/20x40	137.07	686.53	105.41	**137.07**
	$V_{max,2,Y}$	105.36	Φ10/20x40	137.07	686.53	105.41	**137.07**

Tabella 10 – Verifica a taglio SLU, manufatto di sollevamento.

Verifica stato tensionale – combinazione caratteristica

SEZIONE		Momento sollecitante	Sforzo acciaio	Sforzo cls	Sforzo limite acc.	Sforzo limite cls
		M_{Ed}	σ_s	σ_c	$\sigma_{s,lim}$	$\sigma_{c,lim}$
		[kNm]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
Fondazioni	1 – dir. X	18.34	93.02	2.07	**360.00**	**19.20**
	2 – dir. X	34.52	104.10	3.09	**360.00**	**19.20**
	3 – dir. Y	19.91	96.54	2.01	**360.00**	**19.20**
	4 – dir. Y	46.47	133.00	3.74	**360.00**	**19.20**
Copertura	5 – dir. X	11.26	69.56	1.77	**360.00**	**19.20**
	6 – dir. X	6.78	41.88	1.07	**360.00**	**19.20**
	7 – dir. Y	25.40	149.50	3.51	**360.00**	**19.20**
	8 – dir. Y	8.20	48.26	1.13	**360.00**	**19.20**
Pareti	9 – dir. V	29.38	85.89	2.88	**360.00**	**19.20**
	10 – dir. V	25.50	156.60	3.94	**360.00**	**19.20**
	11 – dir. O	40.17	163.10	4.79	**360.00**	**19.20**
	12 – dir. O	32.40	190.60	4.49	**360.00**	**19.20**

Tabella 11 – Verifica stato tensionale in combinazione caratteristica, manufatto di sollevamento.

Verifica stato tensionale – combinazione quasi permanente						
SEZIONE		**Momento sollecitante**	**Sforzo acciaio**	**Sforzo cls**	**Sforzo limite acc.**	**Sforzo limite cls**
		M_{Ed}	σ_s	σ_c	$\sigma_{s,lim}$	$\sigma_{c,lim}$
		[kNm]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
Fondazioni	1 – dir. X	16.09	81.61	1.81	**360.00**	**12.80**
	2 – dir. X	28.45	85.61	2.55	**360.00**	**12.80**
	3 – dir. Y	16.98	82.34	1.72	**360.00**	**12.80**
	4 – dir. Y	42.50	121.70	3.42	**360.00**	**12.80**
Copertura	5 – dir. X	7.33	45.28	1.15	**360.00**	**12.80**
	6 – dir. X	3.67	22.67	0.58	**360.00**	**12.80**
	7 – dir. Y	20.82	122.50	2.88	**360.00**	**12.80**
	8 – dir. Y	5.14	30.25	0.71	**360.00**	**12.80**
Pareti	9 – dir. V	26.64	97.86	3.28	**360.00**	**12.80**
	10 – dir. V	23.20	142.40	3.58	**360.00**	**12.80**
	11 – dir. O	38.64	156.90	4.55	**360.00**	**12.80**
	12 – dir. O	28.00	177.00	4.17	**360.00**	**12.80**

Tabella 12 – Verifica stato tensionale in combinazione quasi permanente, manufatto di sollevamento.

Verifica apertura fessure – combinazione frequente					
SEZIONE		**Momento sollecitante**	**Asse neutro**	**Apertura fessura**	**Apertura amm.**
		M_{Ed}	**x**	w_k	$w_{k,max}$
		[kNm]	[mm]	[MPa]	[MPa]
Fondazioni	1 – dir. X	17.77	69.00	0.133	**0.300**
	2 – dir. X	30.75	86.00	0.096	**0.300**
	3 – dir. Y	19.18	69.00	0.124	**0.300**
	4 – dir. Y	45.47	86.00	0.117	**0.300**
Copertura	5 – dir. X	10.26	62.00	0.086	**0.300**
	6 – dir. X	6.00	62.00	0.050	**0.300**
	7 – dir. Y	24.26	62.00	0.171	**0.300**
	8 – dir. Y	7.44	62.00	0.052	**0.300**
Pareti	9 – dir. V	28.70	76.00	0.099	**0.300**
	10 – dir. V	25.00	62.00	0.024	**0.300**
	11 – dir. O	40.15	73.00	0.142	**0.300**
	12 – dir. O	32.20	63.00	0.227	**0.300**

Tabella 13 – Verifica apertura fessure in combinazione frequente, manufatto di sollevamento.

Verifica apertura fessure – combinazione quasi permanente					
SEZIONE		**Momento sollecitante**	**Asse neutro**	**Apertura fessura**	**Apertura amm.**
		M_{Ed}	**x**	w_k	$w_{k,max}$
		[kNm]	[mm]	[MPa]	[MPa]
Fondazioni	1 – dir. X	16.09	69.00	0.121	**0.200**
	2 – dir. X	28.45	86.00	0.087	**0.200**
	3 – dir. Y	16.98	69.00	0.110	**0.200**
	4 – dir. Y	42.50	86.00	0.110	**0.200**
Copertura	5 – dir. X	7.33	62.00	0.061	**0.200**
	6 – dir. X	3.67	62.00	0.031	**0.200**
	7 – dir. Y	20.82	62.00	0.147	**0.200**
	8 – dir. Y	5.14	62.00	0.036	**0.200**
Pareti	9 – dir. V	26.64	76.00	0.092	**0.200**
	10 – dir. V	23.20	62.00	0.193	**0.200**
	11 – dir. O	38.64	73.00	0.136	**0.200**
	12 – dir. O	28.00	63.00	0.197	**0.200**

Tabella 14 – Verifica apertura fessure in combinazione quasi permanente, manufatto di sollevamento.

15.3 Pozzetto ripartitore

- Fondazioni:

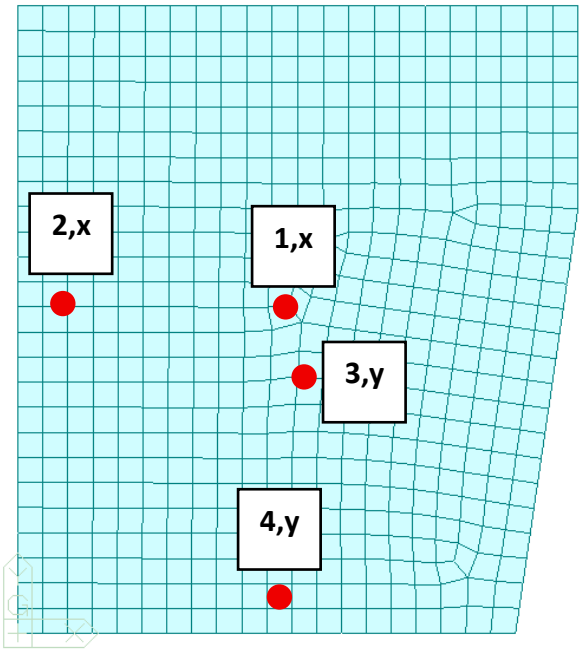


Figura 154 – Pianta fondazioni, pozzetto ripartitore.

- Copertura:

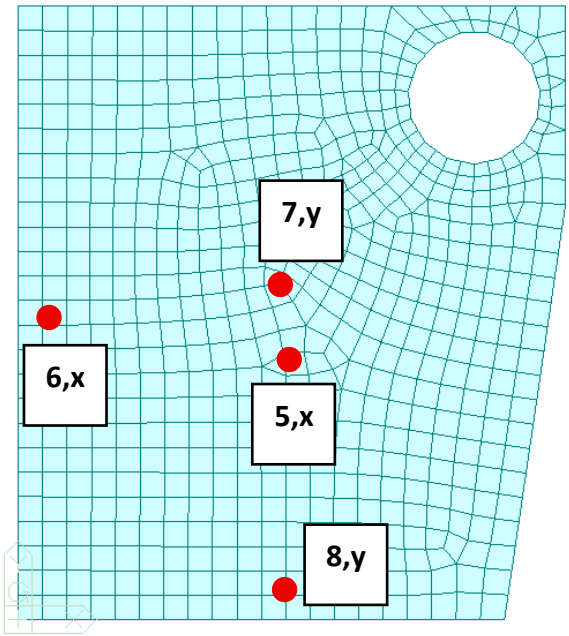


Figura 155 – Pianta copertura, pozzetto ripartitore.

- Pareti:

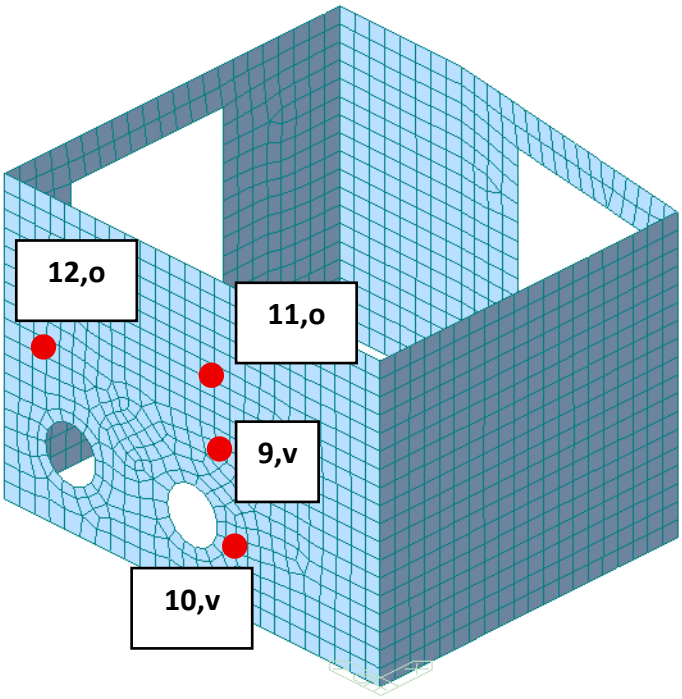


Figura 156 – Pareti, pozzetto ripartitore.

Verifica a flessione

SEZIONE		Dimensioni		Armatura inferiore	Armatura superiore	Momento sollecitante	Momento resistente	FS
		B	H	A_s	$A_{s'}$	M_{ed}	M_{rd}	
		[m]	[m]	[cm²]	[cm²]	[kNm]	[kNm]	[-]
Fondazioni	1 – dir. X	1.00	0.35	Φ14/20 – 7.70	Φ14/20 – 7.70	25.71	95.15	**3.70**
	2 – dir. X	1.00	0.35	Φ14/20 – 7.70	Φ14/20 – 7.70	26.76	95.15	**3.56**
	3 – dir. Y	1.00	0.35	Φ14/20 – 7.70	Φ14/20 – 7.70	21.39	94.21	**4.40**
	4 – dir. Y	1.00	0.35	Φ14/20 – 7.70	Φ14/20 – 7.70	26.37	94.21	**3.57**
Copertura	5 – dir. X	1.00	0.30	Φ14/20 – 7.70	Φ14/20 – 7.70	14.46	80.09	**5.54**
	6 – dir. X	1.00	0.30	Φ14/20 – 7.70	Φ14/20 – 7.70	19.27	80.09	**4.16**
	7 – dir. Y	1.00	0.30	Φ14/20 – 7.70	Φ14/20 – 7.70	13.16	79.15	**6.01**
	8 – dir. Y	1.00	0.30	Φ14/20 – 7.70	Φ14/20 – 7.70	17.20	79.15	**4.60**
				INTERNA	**ESTERNA**			
Pareti	9 – dir. V	1.00	0.30	Φ14/20 – 7.70	Φ14/20 – 7.70	19.33	80.09	**4.14**
	10 – dir. V	1.00	0.30	Φ14/20 – 7.70	Φ14/20 – 7.70	6.36	80.09	**12.59**
	11 – dir. O	1.00	0.30	Φ12/20 – 5.65	Φ12/20 – 5.65	8.60	60.77	**7.07**
	12 – dir. O	1.00	0.30	Φ12/20 – 5.65	Φ12/20 – 5.65	3.90	60.77	**15.58**

Tabella 15 – Verifica a flessione SLU, pozzetto ripartitore.

Verifica a taglio

SEZIONE		Taglio massimo	Spilli	Assenza armatura	Lato cls	Lato acciaio	Taglio resist.
		V_{Ed}	n	$V_{Rd,0}$	$V_{Rd,C}$	$V_{Rd,S}$	V_{Rd}
		[kN]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
Fondazioni	$V_{max,1,X}$	81.17	Φ10/20x40	138.62	785.01	120.53	**138.62**
	$V_{max,2,X}$	80.33	Φ10/20x40	138.62	785.01	120.53	**138.62**
	$V_{max,1,Y}$	77.47	Φ10/20x40	143.16	824.40	126.57	**143.16**
	$V_{max,2,Y}$	82.83	Φ10/20x40	143.16	824.40	126.57	**143.16**
Copertura	$V_{max,1,X}$	66.37	Φ10/20x40	122.00	644.33	98.93	**122.00**
	$V_{max,2,X}$	66.04	Φ10/20x40	122.00	644.33	98.93	**122.00**
	$V_{max,1,Y}$	70.89	Φ10/20x40	126.72	683.72	104.97	**126.72**
	$V_{max,2,Y}$	56.34	Φ10/20x40	126.72	683.72	104.97	**126.72**
Pareti	$V_{max,1,X}$	66.05	Φ10/20x40	122.67	649.95	99.79	**122.67**
	$V_{max,2,X}$	94.61	Φ10/20x40	122.67	649.95	99.79	**122.67**
	$V_{max,1,Y}$	65.03	Φ10/20x40	127.06	686.53	105.41	**127.06**
	$V_{max,2,Y}$	71.59	Φ10/20x40	127.06	686.53	105.41	**127.06**

Tabella 16 – Verifica a taglio SLU, pozzetto ripartitore.

Verifica stato tensionale – combinazione caratteristica

SEZIONE		Momento sollecitante	Sforzo acciaio	Sforzo cls	Sforzo limite acc.	Sforzo limite cls
		M_{Ed}	σ_s	σ_c	$\sigma_{s,lim}$	$\sigma_{c,lim}$
		[kNm]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
Fondazioni	1 – dir. X	18.76	95.15	2.11	**360.00**	**19.20**
	2 – dir. X	19.33	98.05	2.18	**360.00**	**19.20**
	3 – dir. Y	15.51	75.21	1.57	**360.00**	**19.20**
	4 – dir. Y	19.29	93.54	1.95	**360.00**	**19.20**
Copertura	5 – dir. X	10.45	64.56	1.64	**360.00**	**19.20**
	6 – dir. X	13.97	86.30	2.22	**360.00**	**19.20**
	7 – dir. Y	9.40	55.33	1.30	**360.00**	**19.20**
	8 – dir. Y	12.44	73.22	1.72	**360.00**	**19.20**
Pareti	9 – dir. V	14.00	85.95	2.16	**360.00**	**19.20**
	10 – dir. V	4.60	28.24	0.71	**360.00**	**19.20**
	11 – dir. O	6.20	48.74	0.98	**360.00**	**19.20**
	12 – dir. O	2.80	22.01	0.44	**360.00**	**19.20**

Tabella 17 – Verifica stato tensionale in combinazione caratteristica, pozzetto ripartitore.

Verifica stato tensionale – combinazione quasi permanente						
SEZIONE		**Momento sollecitante**	**Sforzo acciaio**	**Sforzo cls**	**Sforzo limite acc.**	**Sforzo limite cls**
		M_{Ed}	σ_s	σ_c	$\sigma_{s,lim}$	$\sigma_{c,lim}$
		[kNm]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
Fondazioni	1 – dir. X	16.39	83.13	1.85	**360.00**	**12.80**
	2 – dir. X	17.15	86.99	1.93	**360.00**	**12.80**
	3 – dir. Y	13.59	65.90	1.37	**360.00**	**12.80**
	4 – dir. Y	17.13	83.06	1.73	**360.00**	**12.80**
Copertura	5 – dir. X	8.19	50.60	1.29	**360.00**	**12.80**
	6 – dir. X	11.30	69.81	1.78	**360.00**	**12.80**
	7 – dir. Y	7.11	41.85	0.98	**360.00**	**12.80**
	8 – dir. Y	9.98	58.74	1.38	**360.00**	**12.80**
Pareti	9 – dir. V	12.31	75.58	1.90	**360.00**	**12.80**
	10 – dir. V	3.61	22.16	0.56	**360.00**	**12.80**
	11 – dir. O	5.40	42.45	0.85	**360.00**	**12.80**
	12 – dir. O	2.20	17.29	0.35	**360.00**	**12.80**

Tabella 18 – Verifica stato tensionale in combinazione quasi permanente, pozzetto ripartitore.

Verifica apertura fessure – combinazione frequente					
SEZIONE		**Momento sollecitante**	**Asse neutro**	**Apertura fessura**	**Apertura amm.**
		M_{Ed}	x	w_k	$w_{k,max}$
		[kNm]	[mm]	[MPa]	[MPa]
Fondazioni	1 – dir. X	18.16	69.00	0.136	**0.300**
	2 – dir. X	18.78	69.00	0.141	**0.300**
	3 – dir. Y	15.03	69.00	0.097	**0.300**
	4 – dir. Y	18.75	69.00	0.121	**0.300**
Copertura	5 – dir. X	9.89	62.00	0.082	**0.300**
	6 – dir. X	13.30	62.00	0.111	**0.300**
	7 – dir. Y	8.83	62.00	0.062	**0.300**
	8 – dir. Y	11.83	62.00	0.083	**0.300**
Pareti	9 – dir. V	13.52	62.00	0.110	**0.300**
	10 – dir. V	4.35	62.00	0.035	**0.300**
	11 – dir. O	6.00	56.00	0.064	**0.300**
	12 – dir. O	2.70	56.00	0.029	**0.300**

Tabella 19 – Verifica apertura fessure in combinazione frequente, pozzetto ripartitore.

Verifica apertura fessure – combinazione quasi permanente					
SEZIONE		**Momento sollecitante**	**Asse neutro**	**Apertura fessura**	**Apertura amm.**
		M_{Ed}	**x**	**w_k**	**$w_{k,max}$**
		[kNm]	[mm]	[MPa]	[MPa]
Fondazioni	1 – dir. X	16.39	69.00	0.123	**0.200**
	2 – dir. X	17.15	69.00	0.129	**0.200**
	3 – dir. Y	13.59	69.00	0.088	**0.200**
	4 – dir. Y	17.13	69.00	0.111	**0.200**
Copertura	5 – dir. X	8.19	62.00	0.068	**0.200**
	6 – dir. X	11.30	62.00	0.094	**0.200**
	7 – dir. Y	7.11	62.00	0.050	**0.200**
	8 – dir. Y	9.98	62.00	0.070	**0.200**
Pareti	9 – dir. V	12.31	62.00	0.100	**0.200**
	10 – dir. V	3.61	62.00	0.029	**0.200**
	11 – dir. O	5.40	56.00	0.058	**0.200**
	12 – dir. O	2.20	56.00	0.023	**0.200**

Tabella 20 – Verifica apertura fessure in combinazione quasi permanente, pozzetto ripartitore.

16 VERIFICHE GEOTECNICHE

Si riporta la verifica delle pressioni del terreno al di sotto della soletta di fondazione.

Si riportano solamente le verifiche di tre manufatti considerate le analogie tra il pozzetto ripartitore e il pozzetto di curva.

La verifica è condotta calcolando la pressione agente sul terreno e confrontandola con il valore di portata limite.

Il calcolo della portata limite del terreno è condotto considerando l'Approccio 2 definito al punto 6.4.2 delle NTC2018 e tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2. I, 6.2.II e 6.4.I.

Essendo il terreno interessato dall'opera a grana grossa, viene calcolata la sola capacità portante in condizioni drenate, utilizzando la formulazione per la capacità portante proposta da Brinch-Hansen con i relativi coefficienti correttivi.

- ***MANUFATTO DI SFIORO***:

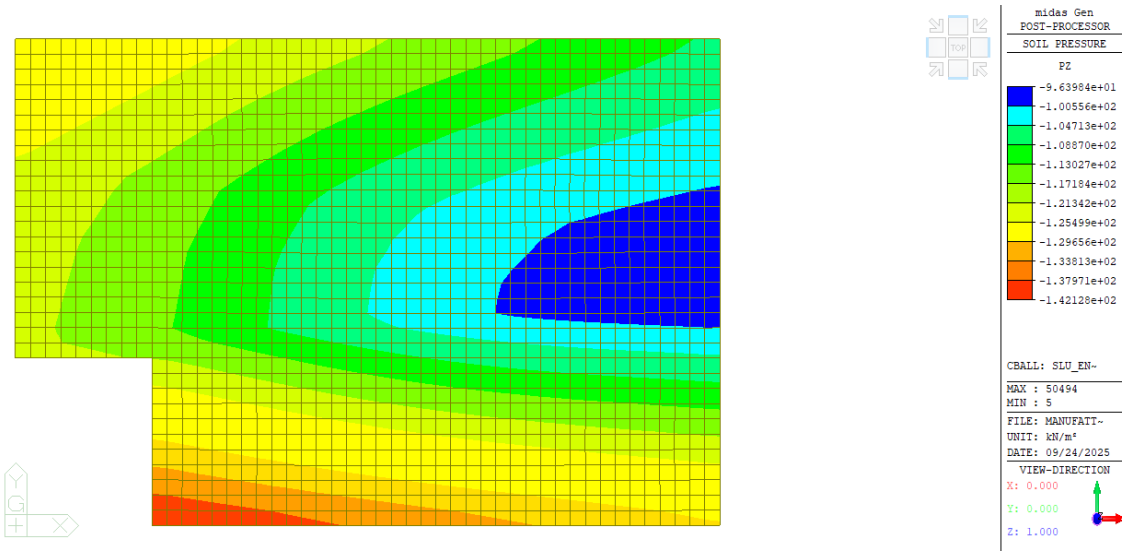


Figura 157 – Pressioni agenti sul terreno di fondazione, manufatto di sfioro.

- ***MANUFATTO DI SOLLEVAMENTO***:

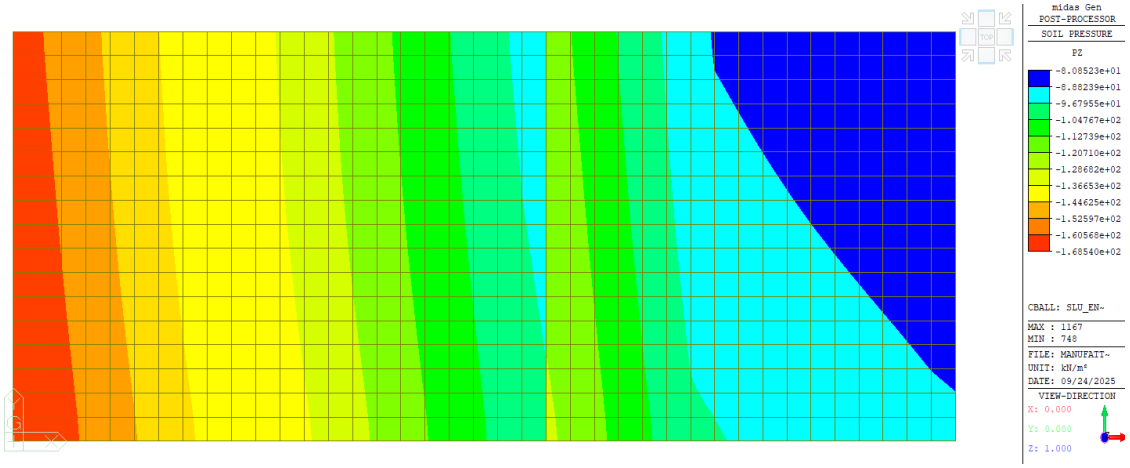


Figura 158 – Pressioni agenti sul terreno di fondazione, manufatto di sollevamento.

- ***POZZETTO RIPARTITORE***:

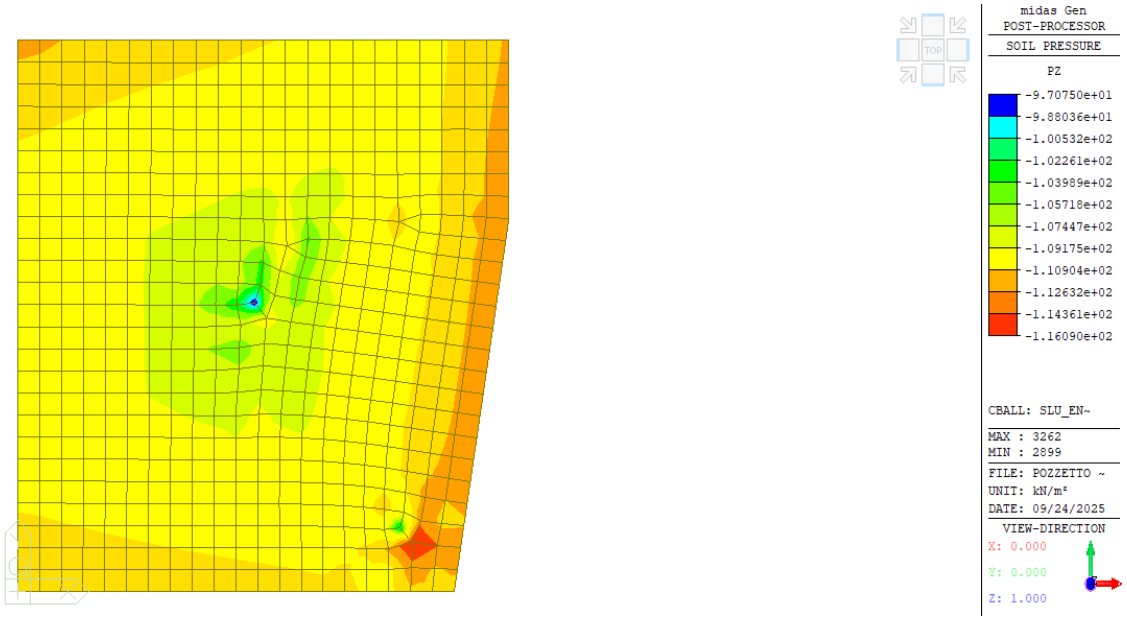


Figura 159 – Pressioni agenti sul terreno di fondazione, pozzetto ripartitore.

16.1 Manufatto sfioratore

		CONDIZIONI DRENATE	
Dimensioni geometriche fondazione	D	3,70	[m]
	L	8,35	[m]
	B	9,70	[m]
	e_L	0,00	[m]
	e_B	0,00	[m]
	L'	8,35	[m]
	B'	9,70	[m]
Parametri geotecnici terreno di fondazione			
Peso proprio del terreno di riporto	γ_1	20	[kN/m^3]
Peso proprio del terreno di fondazione	γ_2	19,9	[kN/m^3]
Peso proprio dell'acqua di falda	γ_w	0	[kN/m^3]
Angolo d'attrito	ϕ	32	[°]
Coesione efficace	c'	0	[kN/m^2]
Coesione non drenata	cu	0	[kN/m^2]
Set di coefficienti parziali		M1	
Peso proprio del terreno di riporto	γ_{1_Mi}	20	[kN/m^3]
Peso proprio effettivo del terreno di fondazione	γ_{2_Mi}	19,9	[kN/m^3]
Angolo d'attrito fattorizzato	$\phi_{\_Mi}$	32	[°]
	$\phi_{\_Mi}$	0,56	[rad]
Coesione efficace fattorizzata	c'$_{\_Mi}$	0	[kN/m^2]
Coesione non drenata fattorizzata	cu$_{_Mi}$	0	[kN/m^2]
Fattori di capacità portante			
	N_γ	30,21	
	N_c	35,49	
	N_q	23,18	
Fattori di forma			
(per forma rettangolare)	s_γ	1,00	
	s_c	1,76	
	s_q	1,73	
Fattori di profondità			
(per ϕ'>0)	d_γ	1,00	
	d_c	1,11	
	d_q	1,11	
Fattori di inclinazione del carico			
(per c'>0 e ϕ'>0)	m_B	1,46	
	m_L	1,54	
	θ [°]	90	
	m	1,46	
	i_γ	1,00	
	i_c	1,00	
	i_q	1,00	
Fattori di inclinazione del piano di posa			
	b_γ	1,00	
	b_c	1,00	
	b_q	1,00	
Fattori di inclinazione del piano campagna			
	g_γ	1,00	
	g_c	1,00	
	g_q	1,00	
Calcolo della capacità portante della fondazione superficiale			
	q_{lim}	6188	[kN/m^2]
Set di coefficienti parziali		R3	
	γ_R	2,30	
$q = q_{lim} / \gamma_R$	**q**	**2690**	**[kN/m^2]**
pressione media da modello FEM	p	142,00	**[kN/m^2]**
	VERIFICA	SODDISFATTA	

16.2 Manufatto di sollevamento

		CONDIZIONI DRENATE	
Dimensioni geometriche fondazione	D	5,75	[m]
	L	4,60	[m]
	B	3,60	[m]
	e_L	0,00	[m]
	e_B	0,00	[m]
	L'	4,60	[m]
	B'	3,60	[m]
Parametri geotecnici terreno di fondazione			
Peso proprio del terreno di riporto	γ_1	20	[kN/m^3]
Peso proprio del terreno di fondazione	γ_2	19,9	[kN/m^3]
Peso proprio dell'acqua di falda	γ_w	0	[kN/m^3]
Angolo d'attrito	ϕ	32	[°]
Coesione efficace	c'	0	[kN/m^2]
Coesione non drenata	cu	0	[kN/m^2]
Set di coefficienti parziali		M1	
Peso proprio del terreno di riporto	γ_{1_Mi}	20	[kN/m^3]
Peso proprio effettivo del terreno di fondazione	γ_{2_Mi}	19,9	[kN/m^3]
Angolo d'attrito fattorizzato	$\phi_{\_Mi}$	32	[°]
	$\phi_{\_Mi}$	0,56	[rad]
Coesione efficace fattorizzata	c'$_{\_Mi}$	0	[kN/m^2]
Coesione non drenata fattorizzata	cu$_{_Mi}$	0	[kN/m^2]
Fattori di capacità portante			
	N_γ	30,21	
	N_c	35,49	
	N_q	23,18	
Fattori di forma			
(per forma rettangolare)	s_γ	1,00	
	s_c	1,51	
	s_q	1,49	
Fattori di profondità			
(per $\phi'>0$)	d_γ	1,00	
	d_c	1,29	
	d_q	1,28	
Fattori di inclinazione del carico			
(per c'>0 e $\phi'>0$)	m_B	1,56	
	m_L	1,44	
	θ [°]	90	
	m	1,56	
	i_γ	1,00	
	i_c	1,00	
	i_q	1,00	
Fattori di inclinazione del piano di posa			
	b_γ	1,00	
	b_c	1,00	
	b_q	1,00	
Fattori di inclinazione del piano campagna			
	g_γ	1,00	
	g_c	1,00	
	g_q	1,00	
Calcolo della capacità portante della fondazione superficiale			
	q_{lim}	6160	[kN/m^2]
Set di coefficienti parziali		R3	
	γ_R	2,30	
$q = q_{lim} / \gamma_R$	**q**	**2678**	**[kN/m^2]**
pressione media da modello FEM	p	168,00	**[kN/m^2]**
	VERIFICA	SODDISFATTA	

16.3 Pozzetto ripartitore

		CONDIZIONI DRENATE	
Dimensioni geometriche fondazione	D	3,71	[m]
	L	4,00	[m]
	B	3,40	[m]
	e_L	0,00	[m]
	e_B	0,00	[m]
	L'	4,00	[m]
	B'	3,40	[m]
Parametri geotecnici terreno di fondazione			
Peso proprio del terreno di riporto	γ_1	20	[kN/m^3]
Peso proprio del terreno di fondazione	γ_2	19,9	[kN/m^3]
Peso proprio dell'acqua di falda	γ_w	0	[kN/m^3]
Angolo d'attrito	ϕ	32	[°]
Coesione efficace	c'	0	[kN/m^2]
Coesione non drenata	cu	0	[kN/m^2]
Set di coefficienti parziali		M1	
Peso proprio del terreno di riporto	γ_{1_Mi}	20	[kN/m^3]
Peso proprio effettivo del terreno di fondazione	γ_{2_Mi}	19,9	[kN/m^3]
Angolo d'attrito fattorizzato	$\phi_{\_Mi}$	32	[°]
	$\phi_{\_Mi}$	0,56	[rad]
Coesione efficace fattorizzata	c'$_{\_Mi}$	0	[kN/m^2]
Coesione non drenata fattorizzata	cu$_{_Mi}$	0	[kN/m^2]
Fattori di capacità portante			
	N_γ	30,21	
	N_c	35,49	
	N_q	23,18	
Fattori di forma			
(per forma rettangolare)	s_γ	1,00	
	s_c	1,56	
	s_q	1,53	
Fattori di profondità			
(per $\phi'>0$)	d_γ	1,00	
	d_c	1,24	
	d_q	1,23	
Fattori di inclinazione del carico			
(per c'>0 e $\phi'>0$)	m_B	1,54	
	m_L	1,46	
	θ [°]	90	
	m	1,54	
	i_γ	1,00	
	i_c	1,00	
	i_q	1,00	
Fattori di inclinazione del piano di posa			
	b_γ	1,00	
	b_c	1,00	
	b_q	1,00	
Fattori di inclinazione del piano campagna			
	g_γ	1,00	
	g_c	1,00	
	g_q	1,00	
Calcolo della capacità portante della fondazione superficiale			
	q_{lim}	4258	[kN/m^2]
Set di coefficienti parziali		R3	
	γ_R	2,30	
$q = q_{lim} / \gamma_R$	**q**	**1851**	**[kN/m^2]**
pressione media da modello FEM	p	116,00	**[kN/m^2]**
	VERIFICA	SODDISFATTA	