



COMUNE DI BORGOSATOLLO (BS)
SETTORE LAVORI PUBBLICI

RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO
GEOM. IVAN FADINI



Finanziato
dall'Unione europea
NextGenerationEU



MINISTERO
DELL'INTERNO

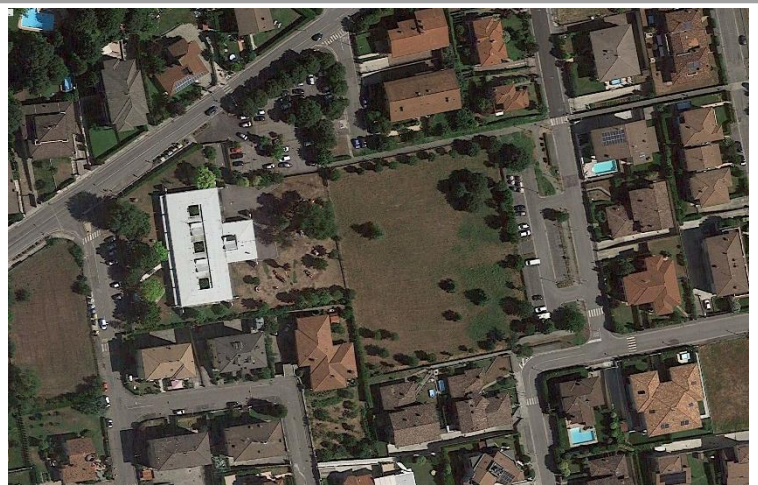


PNRR MISSIONE 4: ISTRUZIONE E RICERCA

REALIZZAZIONE NUOVO ASILO NIDO

CUP C95E22000420007

PROGETTO ESECUTIVO



E201

APR 2023

REV 00

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO STRUTTURE



PROGETTO ARCHITETTONICO
SBG ARCHITETTI
viale gorizia 30 20144 milano - italy
www.sbgarchitetti.it

PROGETTO DELLE STRUTTURE
PROGETTO DEGLI IMPIANTI
ADVANCED ENGINEERING SRL
via Monte Bianco 34 - 20149 Milano

COORDINATORE DELLA SICUREZZA
OPTIMA SOLUZIONI AMBIENTALI S.C.
Via Adeodato Ressi, 26 - 20126 Milano

INDICE

1.	Premessa	2
2.	Descrizione opere in progetto	3
3.	Normativa di riferimento	4
4.	Richiami teorici.....	5
4.1.	<i>Stati limite ultimi</i>	<i>5</i>
4.2.	<i>Stati limite di esercizio</i>	<i>8</i>
5.	Indicazioni di normativa per strutture in calcestruzzo armato.....	12
6.	Metodologia di calcolo	14
7.	Definizione della sollecitazione sismica	15
8.	Indagini geologiche e geotecniche	16
9.	Materiali	18
10.	Modello di calcolo	19
10.1.	<i>Modello a elementi finiti</i>	<i>19</i>
10.2.	<i>Masse sismiche.....</i>	<i>21</i>
10.3.	<i>Fattore di comportamento</i>	<i>23</i>
10.4.	<i>Ipotesi di modello</i>	<i>23</i>
10.5.	<i>Combinazioni di carico</i>	<i>23</i>
10.6.	<i>Condizioni al contorno.....</i>	<i>25</i>
11.	Risultati.....	26
11.1.	<i>Analisi modale.....</i>	<i>26</i>
11.2.	<i>Azioni interne nelle pareti in calcestruzzo armato.....</i>	<i>29</i>
11.3.	<i>Azioni interne nella soletta di copertura in calcestruzzo armato.....</i>	<i>37</i>
11.4.	<i>Azioni interne nei pilastri calcestruzzo armato</i>	<i>42</i>
12.	Verifiche strutture	47
12.1.	<i>Resistenze di progetto dei materiali.....</i>	<i>47</i>
12.2.	<i>Verifica pareti in calcestruzzo armato</i>	<i>47</i>
12.3.	<i>Verifica soletta di copertura in calcestruzzo armato.....</i>	<i>52</i>
12.4.	<i>Verifica pilastri in c.a.</i>	<i>54</i>
12.5.	<i>Verifica dilatazione termica.....</i>	<i>55</i>
12.6.	<i>Verifica allo stato limite di danno</i>	<i>55</i>
13.	Conclusioni.....	57
14.	Bibliografia	58
15.	Allegato 1 – Dichiarazione di affidabilità dei codici di calcolo utilizzati	59

1. Premessa

Nella presente relazione vengono esposti l'approccio progettuale, le tipologie di carico, le metodologie di calcolo e le verifiche strutturali a cui si è fatto riferimento per il progetto delle strutture dell'asilo da realizzarsi presso il Comune di Borgosatollo (BS).

La struttura della scuola sarà realizzata con pareti in calcestruzzo armato, vincolate a fondazioni nastriformi. Il solaio di copertura verrà realizzato mediante una soletta in calcestruzzo armato gettata in opera.

2. Descrizione opere in progetto

L'edificio da realizzarsi è costituito da 1 corpo di fabbrica, con 1 livello fuori terra.

La struttura sarà realizzata con pareti in calcestruzzo armato, vincolate a terra su fondazioni nastriformi. Il solaio di copertura verrà realizzato mediante una soletta in calcestruzzo armato gettata in opera.

3. Normativa di riferimento

Il progetto delle strutture è stato fatto alla luce delle indicazioni contenute nelle seguenti normative vigenti:

D.P.R. 6 giugno 2001 n° 380 s.m.i	Testo Unico delle Disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia
D.M. 17.01.2018 Suppl. Ord. n.8 G.U. n. 42 del 20.02.2018	"Norme Tecniche per le Costruzioni"
Circolare 21.01.2019 n.7 C.S.LL.PP. Suppl. Ord. n.5 G.U. n. 35 del 11.02.2019	"Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018

4. Richiami teorici

Le verifiche allo stato limite ultimo e di esercizio degli elementi in calcestruzzo armato vengono eseguite in accordo con le NTC2018, di cui si riporta un estratto in quanto segue.

4.1. Stati limite ultimi

4.1.2.3.4 Resistenza flessionale e duttilità massima in presenza e in assenza di sforzo assiale

4.1.2.3.4.1 Ipotesi di base

Per la valutazione della resistenza flessionale in presenza e in assenza di sforzo assiale delle sezioni di elementi monodimensionali, si adottano le seguenti ipotesi:

- conservazione delle sezioni piane;
- perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo;
- deformazione iniziale dell'armatura di precompressione considerata nelle relazioni di congruenza della sezione.
- resistenza a trazione del calcestruzzo nulla.

4.1.2.3.4.2 Verifiche di resistenza e duttilità

Con riferimento alla sezione pressoinflessa, rappresentata in Fig. 4.1.4, la capacità, in termini di resistenza e duttilità, si determina in base alle ipotesi di calcolo e ai modelli σ - ϵ di cui al § 4.1.2.1.2.

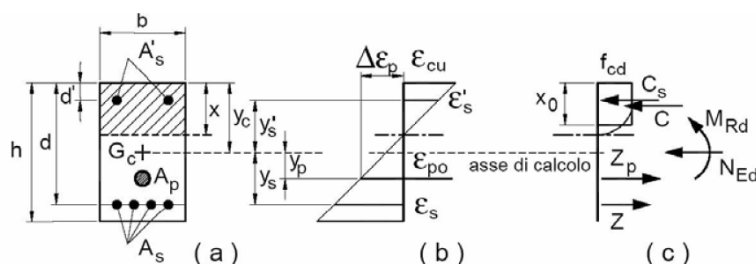


Fig. 4.1.4 – Sezione pressoinflessa

Le verifiche si eseguono confrontando la capacità, espressa in termini di resistenza e, quando richiesto al § 7.4 delle presenti norme, di duttilità, con la corrispondente domanda, secondo le relazioni:

$$M_{Rd} = M_{Rd}(N_{Ed}) \geq M_{Ed} \quad [4.1.18a]$$

$$\mu_\phi = \mu_\phi(N_{Ed}) \geq \mu_{Ed} \quad [4.1.18b]$$

dove

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

N_{Ed} è il valore di progetto dello sforzo normale sollecitante;

M_{Ed} è il valore di progetto del momento di domanda;

μ_ϕ è il valore di progetto della duttilità di curvatura corrispondente a N_{Ed} ;

μ_{Ed} è la domanda in termini di duttilità di curvatura.

4.1.2.3.5 Resistenza nei confronti di sollecitazioni taglianti

Senza escludere la possibilità di specifici studi, per la valutazione delle resistenze ultime di elementi monodimensionali nei confronti di sollecitazioni taglianti e delle resistenze ultime per punzonamento, si deve considerare quanto segue.

4.1.2.3.5.1 Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

Se, sulla base del calcolo, non è richiesta armatura al taglio, è comunque necessario disporre un'armatura minima secondo quanto previsto al punto 4.1.6.1.1. E' consentito omettere tale armatura minima in elementi quali solai, piastre e membrature a comportamento analogo, purché sia garantita una ripartizione trasversale dei carichi.

La verifica di resistenza (SLU) si pone con

$$V_{Rd} \geq V_{Ed} \quad [4.1.22]$$

dove V_{Ed} è il valore di progetto dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza di progetto a taglio si valuta con

$$V_{Rd} = \max \left\{ \left[0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w d \right\} \quad [4.1.23]$$

con

f_{ck} espresso in MPa

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$v_{\min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

e dove

d è l'altezza utile della sezione (in mm);

$\rho_1 = A_{s1} / (b_w \cdot d)$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa ($\leq 0,02$) che si estende per non meno di $(l_{bd} + d)$ oltre la sezione considerata, dove l_{bd} è la lunghezza di ancoraggio;

$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c$ [MPa] è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0,2 f_{cd}$);

b_w è la larghezza minima della sezione (in mm).

4.1.2.3.5.2 Elementi con armature trasversali resistenti al taglio

La resistenza di progetto a taglio V_{Rd} di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio deve essere valutata sulla base di una adeguata schematizzazione a traliccio. Gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono: le armature trasversali, le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo e i puntoni d'anima inclinati. L'inclinazione θ dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:

$$1 \leq \operatorname{ctg} \theta \leq 2,5 \quad [4.1.25]$$

La verifica di resistenza (SLU) si pone con

$$V_{Rd} \geq V_{Ed} \quad [4.1.26]$$

dove V_{Ed} è il valore di progetto dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di progetto a "taglio trazione" si calcola con:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta) \cdot \sin \alpha \quad [4.1.27]$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di progetto a "taglio compressione" si calcola con

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta) / (1 + \operatorname{ctg}^2 \theta) \quad [4.1.28]$$

La resistenza di progetto a taglio della trave è la minore delle due sopra definite:

$$V_{Rd} = \min (V_{Rsd}, V_{Rcd}) \quad [4.1.29]$$

dove d , b_w e σ_{cp} hanno il significato indicato in § 4.1.2.3.5.1. e inoltre si è posto:

A_{sw} area dell'armatura trasversale;

s interasse tra due armature trasversali consecutive;

α angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;

$v f_{cd}$ resistenza di progetto a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ($v = 0,5$);

α_c	coefficiente maggiorativo pari a	1	per membrature non compresse
		$1 + \sigma_{cp}/f_{cd}$	per $0 \leq \sigma_{cp} < 0,25 f_{cd}$
		1,25	per $0,25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd}$
		$2,5 (1 - \sigma_{cp}/f_{cd})$	per $0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$

4.2. Stati limite di esercizio

Le verifiche allo stato limite di esercizio eseguite mirano al controllo della deformabilità, delle tensioni nel calcestruzzo e nell'acciaio e al controllo dell'apertura di fessura.

- Le verifiche a fessurazione allo stato limite di esercizio vengono eseguite in accordo con le NTC2018, di cui si riporta un estratto in quanto segue.

4.1.2.2.4 Stato limite di fessurazione

In ordine di severità decrescente, per la combinazione di azioni prescelta, si distinguono i seguenti stati limite:

- a) stato limite di decompressione, nel quale la tensione normale è ovunque di compressione ed al più uguale a 0;
- b) stato limite di formazione delle fessure, nel quale la tensione normale di trazione nella fibra più sollecitata è:

$$\sigma_t = \frac{f_{ctm}}{1,2} \quad [4.1.13]$$

dove f_{ctm} è definito nel § 11.2.10.2;

- c) stato limite di apertura delle fessure, nel quale il valore limite di apertura della fessura calcolato al livello considerato è pari ad uno dei seguenti valori nominali:

$$w_1 = 0,2 \text{ mm}$$

$$w_2 = 0,3 \text{ mm}$$

$$w_3 = 0,4 \text{ mm}$$

Lo stato limite di fessurazione deve essere fissato in funzione delle condizioni ambientali e della sensibilità delle armature alla corrosione, come descritto nel seguito.

4.1.2.2.4.2 Condizioni ambientali

Ai fini della protezione contro la corrosione delle armature metalliche e della protezione contro il degrado del calcestruzzo, le condizioni ambientali possono essere suddivise in ordinarie, aggressive e molto aggressive in relazione a quanto indicato nella Tab. 4.1.III con riferimento alle classi di esposizione definite nelle *Linee Guida per il calcestruzzo strutturale* emesse dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici nonché nella UNI EN 206:2014.

Tab. 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

4.1.2.2.4.3 Sensibilità delle armature alla corrosione

Le armature si distinguono in due gruppi:

- armature sensibili;
- armature poco sensibili.

Appartengono al primo gruppo gli acciai da precompresso.

Appartengono al secondo gruppo gli acciai ordinari.

Per gli acciai zincati e per quelli inossidabili, si può tener conto della loro minor sensibilità alla corrosione sulla base di documenti di comprovata validità.

4.1.2.2.4.4 Scelta degli stati limite di fessurazione

Nella Tab. 4.1.IV sono indicati i criteri di scelta dello stato limite di fessurazione con riferimento alle esigenze sopra riportate.

Tab. 4.1.IV - Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_k	Stato limite	w_k
A	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\leq w_2$	apertura fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$

w_1, w_2, w_3 sono definiti al § 4.1.2.2.4, il valore w_k è definito al § 4.1.2.2.4.5.

4.1.2.2.4.5 Verifica dello stato limite di fessurazione

Stato limite di decompressione e di formazione delle fessure

Le tensioni sono calcolate in base alle caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione omogeneizzata non fessurata.

Stato limite di apertura delle fessure

Il valore caratteristico di apertura delle fessure (w_k) non deve superare i valori nominali w_1, w_2, w_3 secondo quanto riportato nella Tab. 4.1.IV.

L'ampiezza caratteristica delle fessure w_k è calcolata come 1,7 volte il prodotto della deformazione media delle barre d'armatura ϵ_{sm} per la distanza media tra le fessure Δ_{sm} :

$$w_k = 1,7 \epsilon_{sm} \Delta_{sm} \quad [4.1.14]$$

Per il calcolo di ϵ_{sm} e Δ_{sm} vanno utilizzati criteri consolidati riportati in documenti di comprovata validità.

La verifica dell'ampiezza di fessurazione può anche essere condotta senza calcolo diretto, limitando la tensione di trazione nell'armatura, valutata nella sezione parzializzata per la combinazione di carico pertinente, ad un massimo correlato al diametro delle barre ed alla loro spaziatura.

L'ampiezza caratteristica w_k della fessura viene calcolata in accordo con l'EC2 [7.3 – EC2], seguendo la formulazione riportata nel testo “Guida all'uso dell'eurocodice 2. - progettazione di strutture in calcestruzzo armato” a cura di Aicap, riportata qui di seguito.

L'ampiezza caratteristica w_k delle lesioni si valuta attraverso l'espressione:

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

Dove:

$s_{r,max}$ è il massimo interasse tra le fessure;

ϵ_{sm} è il valor medio della deformazione nell'acciaio.

ϵ_{cm} è il valor medio della deformazione nel calcestruzzo fra le fessure.

La differenza $\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$ può valutarsi attraverso l'espressione:

$$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - \frac{k_t}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}$$

Dove:

σ_s è la tensione nell'acciaio calcolata in sezione parzializzata;

E_s è il modulo elastico dell'acciaio;

$\rho_{p,eff}$ è il rapporto tra l'area dell'armatura tesa e l'area effettiva di calcestruzzo in trazione;

α_e è il rapporto tra il modulo elastico dell'acciaio e quello del calcestruzzo

$k_t=0.4$ (carico di lunga durata).

Detta s la distanza massima tra le barre di armatura, il massimo interasse tra le fessure si può valutare attraverso la seguente espressione:

$$\begin{cases} s_{r,max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \frac{\phi}{\rho_{p,eff}} & se \quad s \leq 5(c + \phi/2) \\ s_{r,max} = 1.3 * (H - y_n) & se \quad s > 5(c + \phi/2) \end{cases}$$

Dove:

c è il copriferro (distanza tra bordo del calcestruzzo e l'armatura; assunto uguale a 4cm);

y_n è la distanza dell'asse neutro dal lembo superiore;

ϕ è il diametro delle barre;

H è l'altezza della sezione;

$k_1=0.8$ (per barre ad aderenza migliorata);

$k_2=0.5$ (per flessione);

$k_3=3.4$ (valore consigliato);

$k_4=0.425$ (valore consigliato).

- Stati limite di esercizio per il controllo delle tensioni

4.1.2.2.5 Stato limite di limitazione delle tensioni

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

4.1.2.2.5.1 Tensione massima di compressione del calcestruzzo nelle condizioni di esercizio

La massima tensione di compressione del calcestruzzo $\sigma_{c,max}$, deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_{c,max} \leq 0,60 f_{ck} \text{ per combinazione caratteristica} \quad [4.1.15]$$

$$\sigma_{c,max} \leq 0,45 f_{ck} \text{ per combinazione quasi permanente.} \quad [4.1.16]$$

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

4.1.2.2.5.2 Tensione massima dell'acciaio in condizioni di esercizio

La tensione massima, $\sigma_{s,max}$, per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_{s,max} \leq 0,8 f_{yk} \quad [4.1.17]$$

Ne consegue che i valori limite delle verifiche agli stati limite di esercizio risultano essere i seguenti

- Calcestruzzo C28/35 (Fondazioni)
 - Massima tensione nel calcestruzzo allo SLE caratteristico (raro) = 16.8MPa
 - Massima tensione nel calcestruzzo allo SLE quasi permanente = 12.6MPa
- Calcestruzzo C28/35 (Elevazione)
 - Massima tensione nel calcestruzzo allo SLE caratteristico (raro) = 16.8MPa
 - Massima tensione nel calcestruzzo allo SLE quasi permanente = 12.6MPa
- Acciaio B450C
 - Massima tensione nell'acciaio allo SLE caratteristico (raro) = 360MPa
 - Massima ampiezza di fessura allo SLE quasi permanente = 0.30mm
 - Massima ampiezza di fessura allo SLE frequente = 0.40mm

Tutte le verifiche allo SLE che seguono si riterranno soddisfatte se le quantità di progetto calcolate risulteranno inferiori ai suddetti limiti.

5. Indicazioni di normativa per strutture in calcestruzzo armato

Per il calcolo e la verifica dei principali elementi strutturali in calcestruzzo armato devono in ogni caso essere garantiti i quantitativi minimi di armatura di legge di seguito riportati, riferiti ad un comportamento strutturale dissipativo con livello di Classe di duttilità bassa.

- **Travi.** Area minima delle staffe pari a $1.5 \times b \text{ mm}^2/\text{m}$, essendo b lo spessore minimo dell'anima misurato in mm, con passo non maggiore di 0.8 l'altezza utile e con un minimo di 3 staffe al metro. In ogni caso almeno il 50% dell'armatura necessaria per il taglio deve essere costituita da staffe. Armatura minima longitudinale in zona tesa = $0.26 \times (f_{ctm}/f_{yk}) \times b_t \times d$, e comunque pari a 0.13% della sezione di calcestruzzo. Alle estremità è disposta una armatura inferiore minima, efficacemente ancorata, che possa assorbire, allo stato limite ultimo, uno sforzo di trazione uguale al taglio. In zona sismica nelle zone critiche il passo delle staffe di contenimento, per classe di duttilità CD"B", è non superiore al minimo di: a) un quarto dell'altezza utile della sezione trasversale; b) 225 mm; c) 8 volte il diametro minimo delle barre longitudinali; d) 24 volte il diametro delle armature trasversali. Le armature longitudinali devono essere costituite, sia superiormente che inferiormente, da almeno due barre di diametro non inferiore a 14 mm. In ogni sezione il rapporto geometrico ρ relativo all'armatura tesa deve essere compreso entro i seguenti limiti: $1.4/f_{yk} \leq \rho \leq \rho_{comp} + 3.5/f_{yk}$, dove ρ_{comp} è il rapporto geometrico relativo all'armatura compressa. Inoltre deve essere $\rho_{comp} \geq 0.25\rho$ ovunque e nelle zone dissipative $\rho_{comp} \geq 0.50\rho$.
- **Pilastri.** Armatura longitudinale compresa fra 0.3% e 4% della sezione effettiva e non minore di $0.10 \times N_{ed}/f_{yd}$. Barre longitudinali con diametro maggiore o uguale a 12 mm e con un interasse non maggiore di 30 cm; diametro staffe maggiore o uguale a 6 mm e comunque maggiore o uguale a 1/4 del diametro massimo delle barre longitudinali, con interasse non maggiore di 12 volte il diametro minimo delle barre impiegate per l'armatura longitudinale e comunque non maggiore di 25 cm. In zona sismica l'armatura longitudinale è almeno pari all'1% dell'area della sezione del pilastro e non superiore al 4% della stessa. Il diametro delle staffe di contenimento e legature deve essere non inferiore a 6 mm per CD"B". Il passo delle staffe di contenimento è non superiore alla più piccola delle quantità seguenti: a) 1/2 del lato minore della sezione trasversale per classe di duttilità CD"B"; b) 17.5 cm in CD"B"; c) 8 volte il diametro delle barre longitudinali in CD "B".
- **Pareti.** Nelle parti di pareti, in pianta ed in altezza, al di fuori delle zone dissipative, deve essere prevista un'armatura minima verticale ed orizzontale, finalizzata al controllo della fessurazione da taglio, avente rapporto geometrico ρ riferito all'area della sezione orizzontale e verticale, pari ad almeno lo 0.2 %. Tuttavia nelle parti della sezione dove la deformazione a compressione è maggiore di 0.2%, si raccomanda un rapporto geometrico di armatura verticale pari a 0.5%. Le armature, sia orizzontali che verticali, devono avere diametro non superiore a 1/10 dello spessore della parete,

devono essere disposte su entrambe le facce della parete, ad un passo non maggiore di 30 cm, e collegate con almeno 9 legature per ogni metro quadrato. Negli elementi di bordo delle zone dissipative l'armatura longitudinale e l'armatura trasversale devono rispettare quanto previsto per le zone dissipative dei pilastri primari.

- **Fondazioni.** Le platee di fondazione in calcestruzzo armato devono avere armature longitudinali, secondo due direzioni ortogonali e per l'intera estensione, in percentuale non inferiore allo 0.1% dell'area della sezione trasversale della platea, sia inferiormente che superiormente. Le travi di fondazione in calcestruzzo armato devono avere, per l'intera lunghezza, armature longitudinali in percentuale non inferiore allo 0.2% dell'area della sezione trasversale della trave, sia inferiormente che superiormente.

6. Metodologia di calcolo

Le strutture sono state calcolate applicando la normativa antisismica, adottando le "Norme Tecniche per le Costruzioni", di cui al Decreto Ministeriale del 17/01/2018. Per lo svolgimento del calcolo si è accettata l'ipotesi che le masse ai fini del calcolo delle forze di piano siano concentrate alle loro quote. L'analisi sismica dinamica è stata svolta con il metodo dell'analisi modale. I modi di vibrazione considerati sono in numero tale da assicurare l'eccitazione di più dell'85% della massa totale della struttura, lungo entrambe le direzioni principali dell'edificio. Gli angoli delle direzioni di ingresso dei sismi sono valutati rispetto all'asse X del sistema di riferimento globale. Nella definizione del modello, gli elementi non strutturali portati (quali tamponature e tramezzi) sono stati considerati unicamente in termini di massa. La copertura gettata in opera è stata considerata infinitamente rigida nel piano. Questa ipotesi rispetta le condizioni riportate nelle NTC2018: gli orizzontamenti siano realizzati in cemento armato, oppure in latero-cemento con soletta in cemento armato di almeno 40mm di spessore, o in struttura mista con una soletta in cemento armato di spessore non inferiore ai 50mm. Per tener conto della variabilità spaziale del moto sismico, nelle fasi di calcolo, all'eccentricità effettiva del centro di massa viene aggiunta un'eccentricità accidentale ottenuta traslando il centro di massa di ciascun piano, in ognuna delle direzioni considerate, di una distanza pari al 5% della dimensione massima in pianta del piano misurata in direzione ortogonale a quella del sisma.

Per la modellazione del comportamento strutturale dell'edificio è stato utilizzato un software per il calcolo agli elementi finiti (F.E.M.). Per la modellazione dei pilastri sono stati utilizzati elementi finiti di tipo beam, così descritti: elemento monodimensionale asta ("beam") che unisce due nodi aventi ciascuno 6 gradi di libertà. Per maggiore precisione di calcolo, viene tenuta in conto anche la deformabilità a taglio e quella assiale di questi elementi.

L'analisi sismica dinamica è svolta con il metodo dell'analisi modale; la ricerca dei modi e delle relative frequenze è perseguita con il metodo di Jacobi. I modi di vibrazione considerati sono in numero tale da assicurare l'eccitazione di più dell'85% della massa totale della struttura. Per ciascuna direzione di ingresso del sisma si sono valutate le forze applicate spazialmente agli impalcati di ogni piano (forza in X, forza in Y e momento). Le forze orizzontali così calcolate vengono ripartite fra gli elementi irrigidenti.

Per la verifica della struttura si è fatto riferimento all'analisi modale, pertanto sono prima calcolate le sollecitazioni e gli spostamenti modali e poi viene calcolato il loro valore efficace, attraverso un'opportuna regola di combinazione.

I valori delle sollecitazioni sismiche sono infine combinate linearmente (in somma e in sottrazione) con quelle per carichi statici per ottenere le sollecitazioni da sisma nelle due direzioni di calcolo. Le verifiche, svolte secondo il metodo semiprobabilistico degli stati limite ultimi e di esercizio, si ottengono involupando tutte le condizioni di carico prese in considerazione.

7. Definizione della sollecitazione sismica

La domanda sismica è descritta dallo spettro di risposta elastico di riferimento definito a partire dalle coordinate geografiche della costruzione, dalle caratteristiche geologico-stratigrafiche e topografiche del sito e da una serie di parametri, funzione delle caratteristiche proprie del manufatto e del suo uso, rispetto ai quali riferire il livello di sicurezza sismica.

Nel dettaglio, dopo aver definito le coordinate geografiche del sito di costruzione, è necessario stabilire la vita nominale dell'opera (V_N), a cui viene riferita la valutazione della sicurezza, e la classe d'uso con il relativo coefficiente (C_U).

Da tali dati si può calcolare il periodo di riferimento (V_R) (vedi Paragrafo 2.4 delle NTC2018) ed il relativo periodo di ritorno del sisma (T_R) in funzione dello stato limite rispetto al quale viene condotta la verifica, ad esempio Salvaguardia della Vita (SLV), che prevede una probabilità di superamento P_{VR} nel periodo di riferimento V_R pari al 10% (3.2.1 delle NTC2018). Per la struttura in oggetto, si assume un valore di vita nominale pari a 50 anni come prescritto nelle NTC2018 per le opere ordinarie. L'immobile è destinato ad attività che prevedono affollamenti significativi legati all'attività scolastica. Ne consegue che la classe d'uso è la III.

Pertanto i parametri rispetto ai quali calcolare l'azione sismica di riferimento sono:

- Latitudine = 45.4817;
- Longitudine = 10.2421;
- $V_N = 50$ anni;
- $C_U = 1.5$;

da cui consegue:

- $V_R = V_N \times C_U = 75$ anni
- $T_{R,SLD} = 75$ anni
- $T_{R,SLV} = 712$ anni

L'azione sismica su suolo di riferimento rigido viene descritta dall'accelerazione orizzontale massima al sito a_g , dal valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale F_0 e dal periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale T_C^* .

Questi parametri sono forniti nella Tabella che segue per il sito in esame e per diversi valori del tempo di ritorno T_R :

T_R	a_g	F_0	T_C^*
45	0,05	2,472	0,232
75	0,065	2,428	0,252
712	0,174	2,433	0,276
1462	0,227	2,429	0,283

Tabella 7.1. Parametri sismici per il sito in esame e per diversi valori del tempo di ritorno T_R

8. Indagini geologiche e geotecniche

In base alle indagini geologiche e geotecniche eseguite, sono state individuate 3 unità geotecniche.

- Unità geotecnica 1: porzione superficiale di spessore 2.1m;
- Unità geotecnica 2: presente inferiormente all'unità geotecnica 1, fino alla profondità di 6.5m. Risulta costituita litologicamente da ghiaia con sabbia e ciottoli;
- Unità geotecnica 3: presente inferiormente all'unità geotecnica 2, fino alla profondità di 12-13m. Tale unità risulta costituita litologicamente da sabbie con ghiaie.

I parametri geotecnici caratteristici, che possono essere adottati per le 3 unità sono i seguenti:

UNITA' 1	Valore medio	Valore caratteristico	Descrizione
γ (kN/m ³)	19.1	18.5	Peso di volume del deposito
ϕ' (°)	30	27	Angolo d'attrito in termini di tensioni efficaci
E_v (MPa)	15.3	10.1	Modulo di Young

UNITA' 2	Valore medio	Valore caratteristico	Descrizione
γ (kN/m ³)	20.5	20.0	Peso di volume del deposito
ϕ' (°)	36	35	Angolo d'attrito in termini di tensioni efficaci
E_v (MPa)	50.8	35.4	Modulo di Young

UNITA' 3	Valore medio	Valore caratteristico	Descrizione
γ (kN/m ³)	19.4	19.1	Peso di volume del deposito
ϕ' (°)	32	31	Angolo d'attrito in termini di tensioni efficaci
E_v (MPa)	28.5	23.2	Modulo di Young

Dalle indagini eseguite risulta possibile definire per il terreno di fondazioni i seguenti parametri, necessari per la definizione della domanda sismica nel sito in esame:

- Categoria topografica definita in base al D.M. 17/01/18 pari a T1, cui corrisponde un valore del coefficiente di amplificazione topografica S_T pari a 1.00.
- Categoria stratigrafica del sottosuolo di tipo C: *“Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.”*, a cui corrisponde un valore del coefficiente di amplificazione stratigrafica S_s pari a 1.45 allo SLV e pari a 1.50 allo SLD.

9. Materiali

Per quanto riguarda i materiali impiegati si riportano di seguito le caratteristiche considerate:

- **CALCESTRUZZO PER ELEVAZIONI**
Conformi alla norma UNI EN 206-1
Classe di resistenza a compressione minima: C28/35
Classe di esposizione: XC1
Classe minima di consistenza: S4
- **ACCIAIO PER C.A. B450C**
Tensione caratteristica di snervamento: $f_{yk} \geq 450 \text{ MPa}$
Tensione caratteristica di rottura: $f_{tk} \geq 540 \text{ MPa}$

10. Modello di calcolo

10.1. Modello a elementi finiti

Per l'analisi sismica del fabbricato in esame nello stato di progetto è stato implementato un modello di calcolo elastico lineare agli elementi finiti, con elementi beam per i pilastri ed elementi shell per le pareti e la soletta di copertura in calcestruzzo armato.

L'analisi sismica è stata quindi eseguita come dinamica lineare tramite lo spettro di risposta e fattore di comportamento.

Il modello strutturale dell'edificio è mostrato qui di seguito.

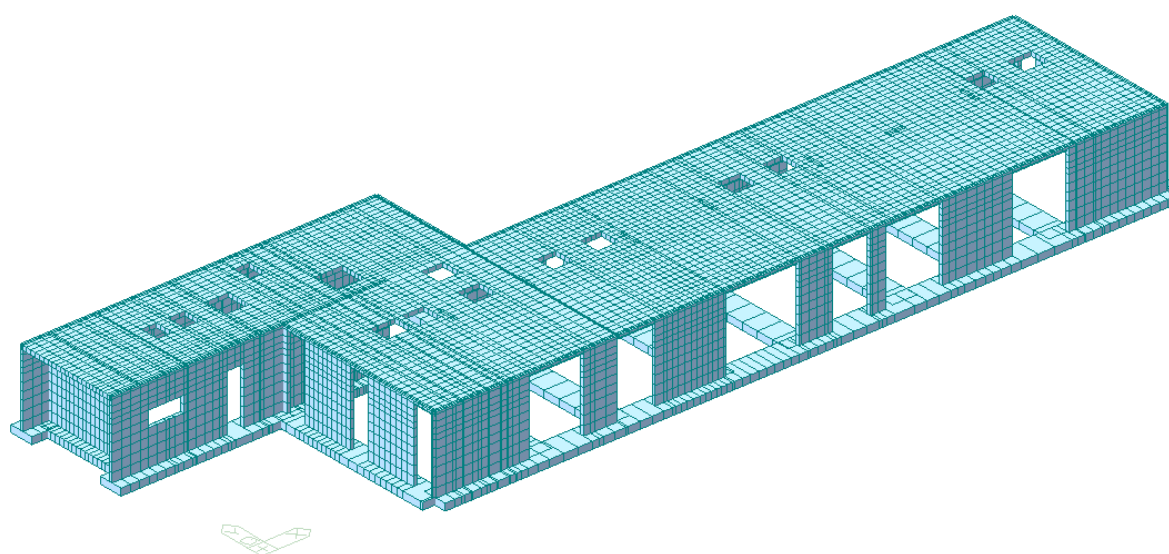


Figura 10.1. Modello a elementi finiti dello stato di progetto.

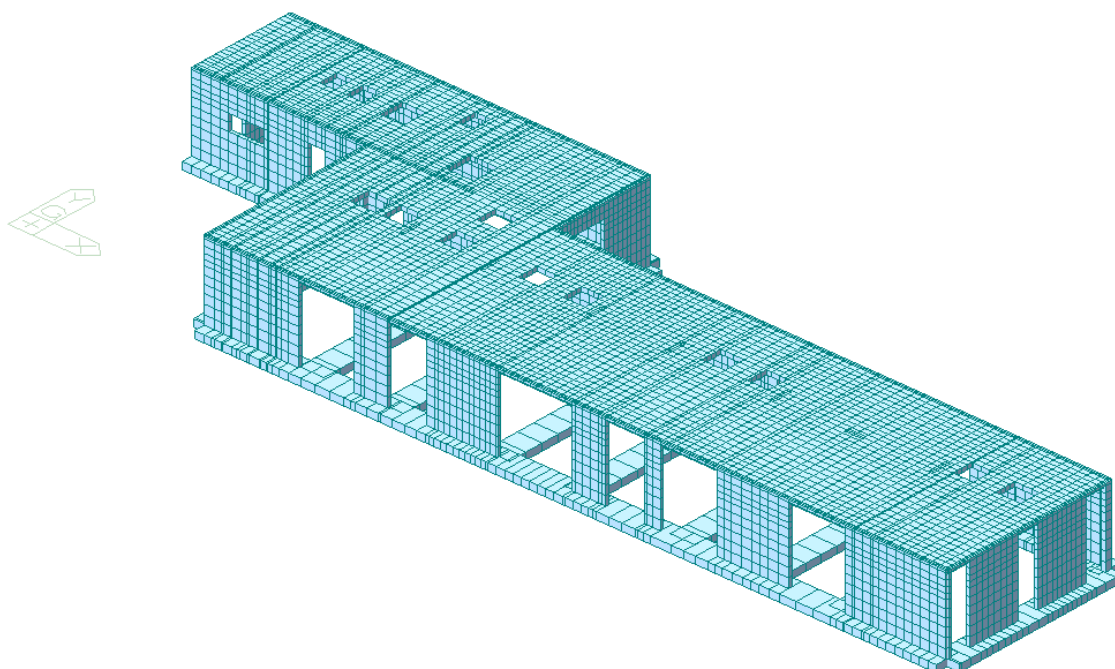


Figura 10.2. Modello a elementi finiti dello stato di progetto.

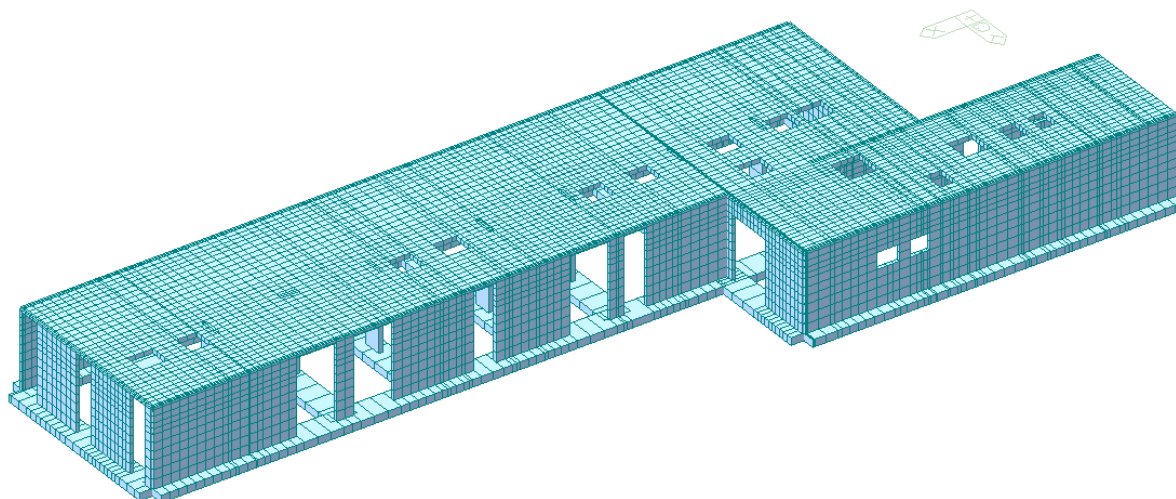


Figura 10.3. Modello a elementi finiti dello stato di progetto.

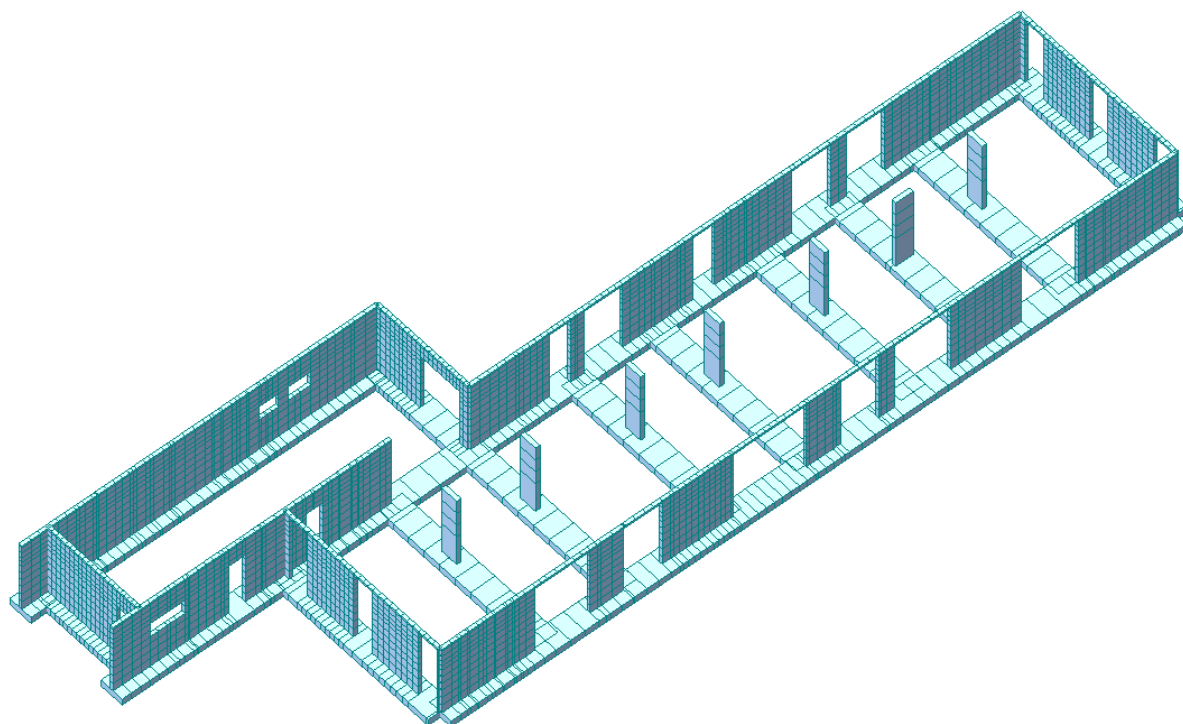


Figura 10.4. Modello a elementi finiti dello stato di progetto.

10.2. Masse sismiche

La massa sismica da considerare per la valutazione della risposta sismica allo stato limite ultimo SLV e di danno SLD è quella associata ai carichi gravitazionali permanenti e variabili ed è data dalla seguente formula:

$$M = \frac{G_k + \psi_{2j} Q_k}{g}$$

Dove G_k è il valore caratteristico dei carichi permanenti, Q_k sono i carichi variabili accidentali e ψ_{2j} è un coefficiente di combinazione che tiene conto della probabilità che i carichi variabili siano presenti in occasione del sisma. Tale coefficiente è assunto come indicato in Tabella 10.1.

ψ_{2j}	Stato di fatto
Piano terra	0.6

Copertura (neve)	0.0
------------------	-----

Tabella 10.1. Coefficiente Ψ_{2j} assunto nelle analisi

I valori dei carichi permanenti e variabili dei vari orizzontamenti sono indicati in Tabella 10.2 e sono stati assunti sulla base del progetto dei vari pacchetti di solaio e sulla base della destinazione d'uso dell'edificio in accordo con le (NTC18).

TIPOLOGIA	MATERIALE	PESO	INCIDENZA [m ³ /m ²]	CARICO [kN/m ²]	TOTALE [kN/m ²]
Soletta piena	C.a. (25cm)	25 kN/m ³	0,25	6,25	6,25
Permanenti non strutturali	Isolante pendenzato (20cm)	35 kg/m ³	0,2	0,07	0,83
	Isolante (15cm)	35 kg/m ³	0,15	0,05	
	Guaina bituminosa	4,5 kg/m ²	-	0,04	
	Pannelli fonoassorbenti in lana di legno	20 kg/m ²	-	0,20	
	Fotovoltaico	47,5 kg/m ²	-	0,47	
Accidentali	Praticabile per manutenzione	0,5 kN/m ²	-	0,5	-
	Neve	1,2 kN/m ²	-	1,2	-

Tabella 10.2 Analisi dei carichi copertura

Oltre ai carichi sopra citati sono stati ovviamente presi in considerazione i pesi propri degli elementi strutturali verticali e orizzontali direttamente inseriti nel modello a elementi finiti, calcolati in funzione della geometria dell'elemento e del peso specifico del materiale costituente.

10.3. Fattore di comportamento

Il sistema sismo resistente dell'edificio è costituito da pareti in calcestruzzo armato gettato in opera, per le quali si assume un comportamento non dissipativo in caso di sisma. Per questi motivi il fattore di comportamento del fabbricato può essere preso uguale a 1.50.

10.4. Ipotesi di modello

Nel presente paragrafo vengono descritte le ipotesi principali alla base del modello strutturale. In particolare:

- Nel modello i carichi permanenti non strutturali (cioè i pesi delle porzioni non direttamente modellate) sono stati applicati direttamente agli elementi strutturali portanti.
- I pilastri sono stati riprodotti con elementi beams.
- Le pareti e la soletta in calcestruzzo armato sono state modellate con elementi shell.
- E' stata adottata l'ipotesi di piano rigido in corrispondenza del solaio del piano di copertura, realizzato con una soletta piena di spessore 25cm.

10.5. Combinazioni di carico

In accordo con la normativa vigente, le combinazioni di carico sono state formulate per tener conto dell'azione sismica (E) agente lungo le due direzioni principali dell'edificio (X e Y) e di un'eventuale eccentricità (C) del centro di massa, nella misura massima del 5% della dimensione lineare dell'edificio ortogonale alla direzione del sisma.

Combinazioni	E_x	C_x	E_y	C_y
1 – 4	+1.0	± 1.0	+0.3	± 0.3
5 – 8	-1.0	± 1.0	+0.3	± 0.3
9 – 12	+1.0	± 1.0	-0.3	± 0.3
13 – 16	-1.0	± 1.0	-0.3	± 0.3
17 – 20	+0.3	± 0.3	+1.0	± 1.0
21 – 24	+0.3	± 0.3	-1.0	± 1.0
25 – 28	-0.3	± 0.3	+1.0	± 1.0
29 – 32	-0.3	± 0.3	-1.0	± 1.0

Tabella 10.3 Combinazioni di carico sismiche.

E' stata poi considerata una combinazione di carico di tipo statico per stimare le azioni interne di compressione agenti nei vari elementi strutturali in relazione ai carichi gravitazionali indotti dalle masse sismiche assunte.

Combinazione	Peso Proprio	Carico Permanente	Carico Accidentale
0	+1.0	+1.0	+0.6

Tabella 10.4 Combinazione di carico statica.

Le combinazioni di carico allo SLU e SLE sono state formulate in accordo con le indicazioni di Normativa riportate nel seguito.

2.5.3. COMBINAZIONI DELLE AZIONI

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

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

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.1]
- Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.2]
- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.3]
- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.4]
- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$
 [2.5.5]
- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$
 [2.5.6]

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} \quad [2.5.7]$$

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

Altre combinazioni sono da considerare in funzione di specifici aspetti (p. es. fatica, ecc.).

Nelle formule sopra riportate il simbolo “+” vuol dire “combinato con”.

I valori dei coefficienti ψ_{0j} , ψ_{1j} e ψ_{2j} sono dati nella Tab. 2.5.I ovvero nella Tab. 5.1.VI per i ponti stradali e nella Tab. 5.2.VII per i ponti ferroviari. I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_{Gi} e γ_{Qi} sono dati nel § 2.6.1.

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

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

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		γ_F			
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_{Q1}	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.

10.6. Condizioni al contorno

Le strutture verticali in calcestruzzo armato sono state assunte vincolate alla base con un vincolo tipo incastro.

Il vincolo tra soletta e pareti in calcestruzzo armato è stato modellato con comportamento a cerniera.

11. Risultati

11.1. Analisi modale

Si riportano di seguito i risultati principali emersi dal modello ad elementi finiti dello stato di progetto in termini di analisi modale che è un presupposto fondamentale per la successiva analisi sismica.

La tabella seguente mostra i periodi propri dei primi 10 modi vibrazionali della struttura.

Modo	Periodo (sec)
1	0.1397
2	0.1048
3	0.1001
4	0.0902
5	0.0831
6	0.0696
7	0.0613
8	0.0545
9	0.0352
10	0.0245

Tabella 11.1. Periodi dei primi 10 modi propri della struttura.

Vengono mostrate nel seguito le immagini relative ad alcuni dei modi più significativi di vibrare della struttura.

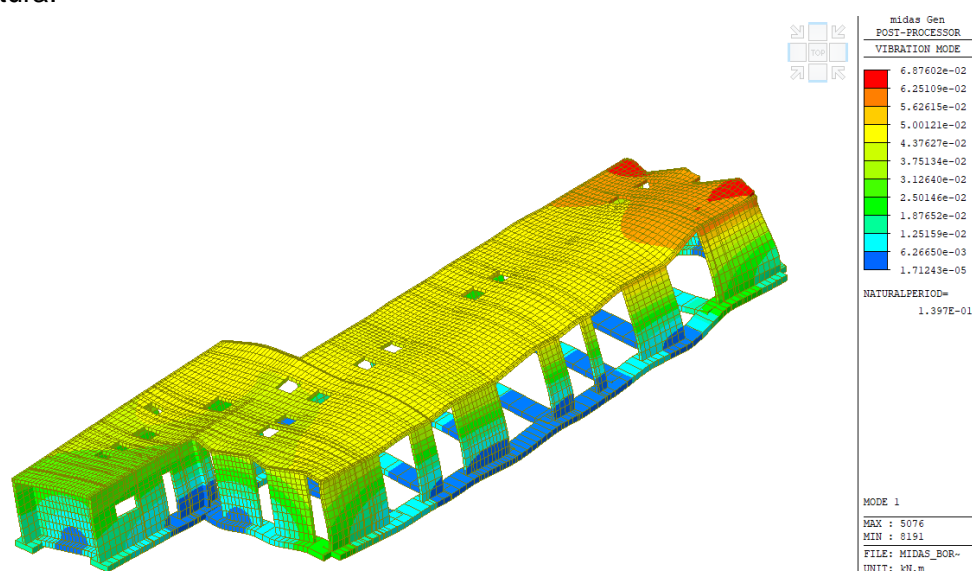


Figura 11.1. Modo 1.

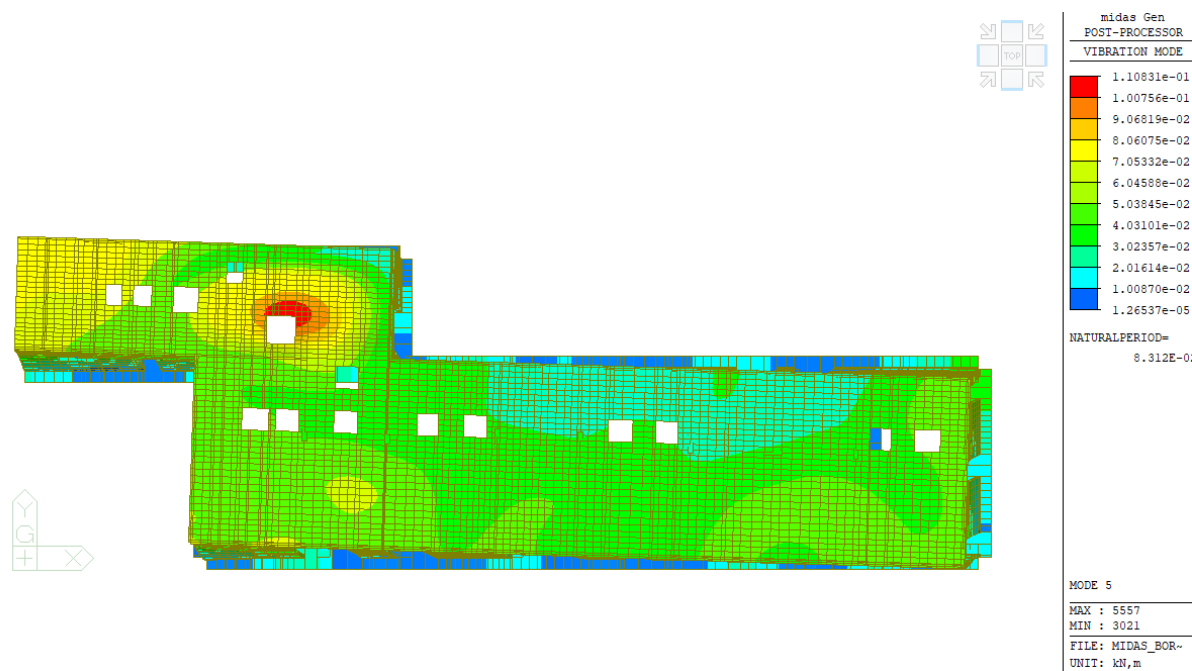


Figura 11.2. Modo 5

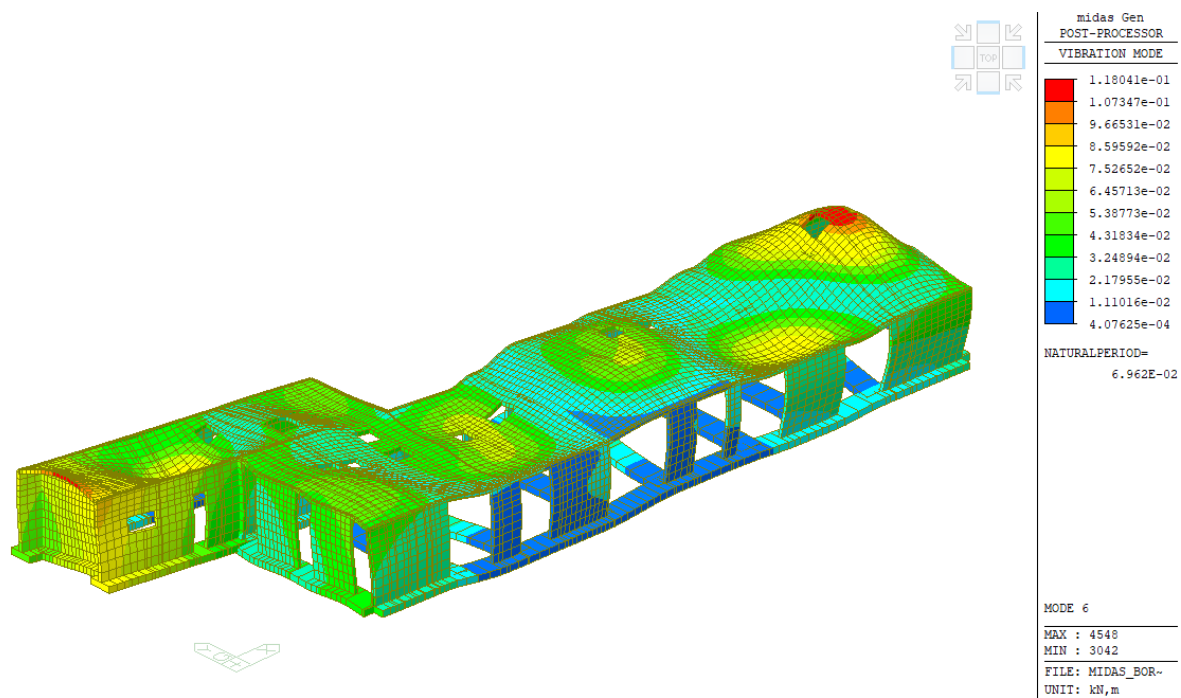


Figura 11.3. Modo 6

La tabella che segue riporta le percentuali di massa partecipante per ogni modo.

Mode No	TRAN-X		TRAN-Y	
	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
1	2.6121	2.6121	79.0933	79.0933
2	0.1998	2.8119	1.4592	80.5525
3	0.6039	3.4158	0.0509	80.6034
4	2.4734	5.8892	0.4586	81.0620
5	35.0027	40.8919	6.8783	87.9403
6	10.1029	50.9947	0.1967	88.1371
7	0.0160	51.0107	2.0071	90.1442
8	17.8961	68.9068	0.0715	90.2156
9	1.0592	69.9660	6.8700	97.0856
10	21.6728	91.6388	0.1815	97.2671

Tabella 11.2. Percentuale di masse partecipanti.

Si osserva che:

- La struttura non risulta essere deformabile torsionalmente;
- E' garantita una percentuale di massa partecipante lungo le due direzioni orizzontali in accordo con la Normativa.

11.2. Azioni interne nelle pareti in calcestruzzo armato

Si presentano adesso le distribuzioni delle azioni interne nelle pareti in calcestruzzo armato calcolate come inviluppo delle combinazioni di carico.

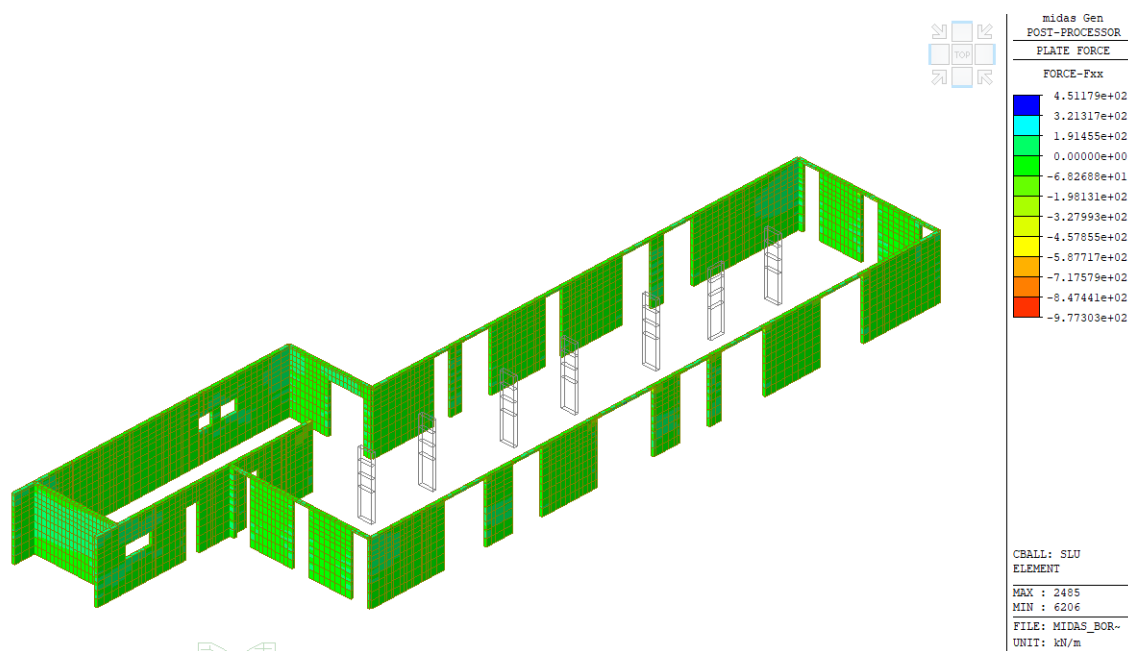


Figura 11.4. Azione FXX allo SLU [kN/m].

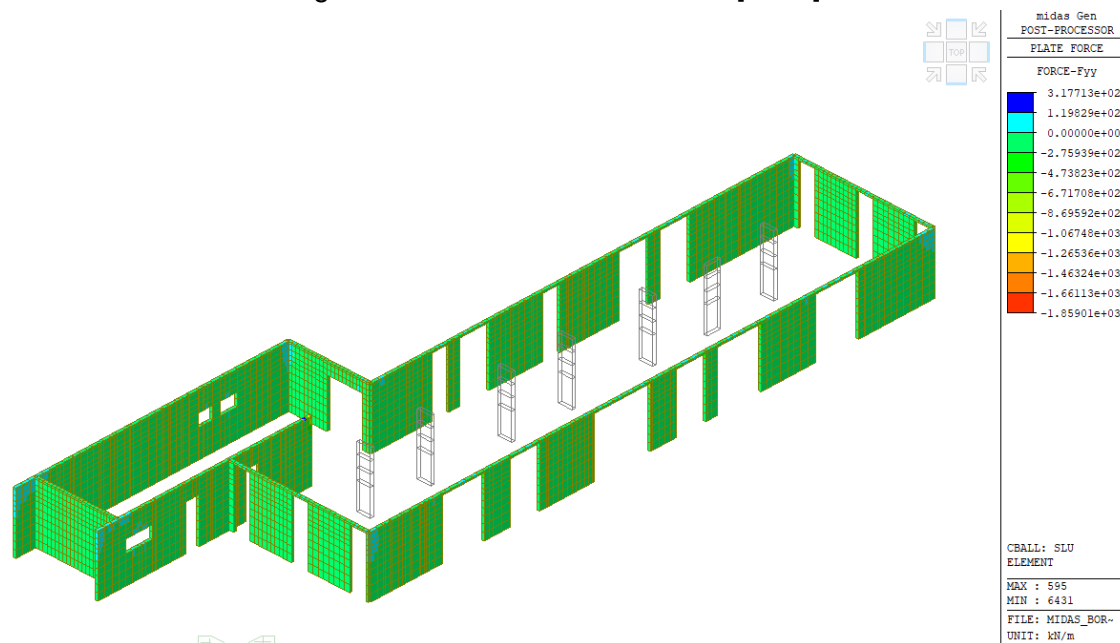


Figura 11.5. Azione FYY allo SLU [kN/m].

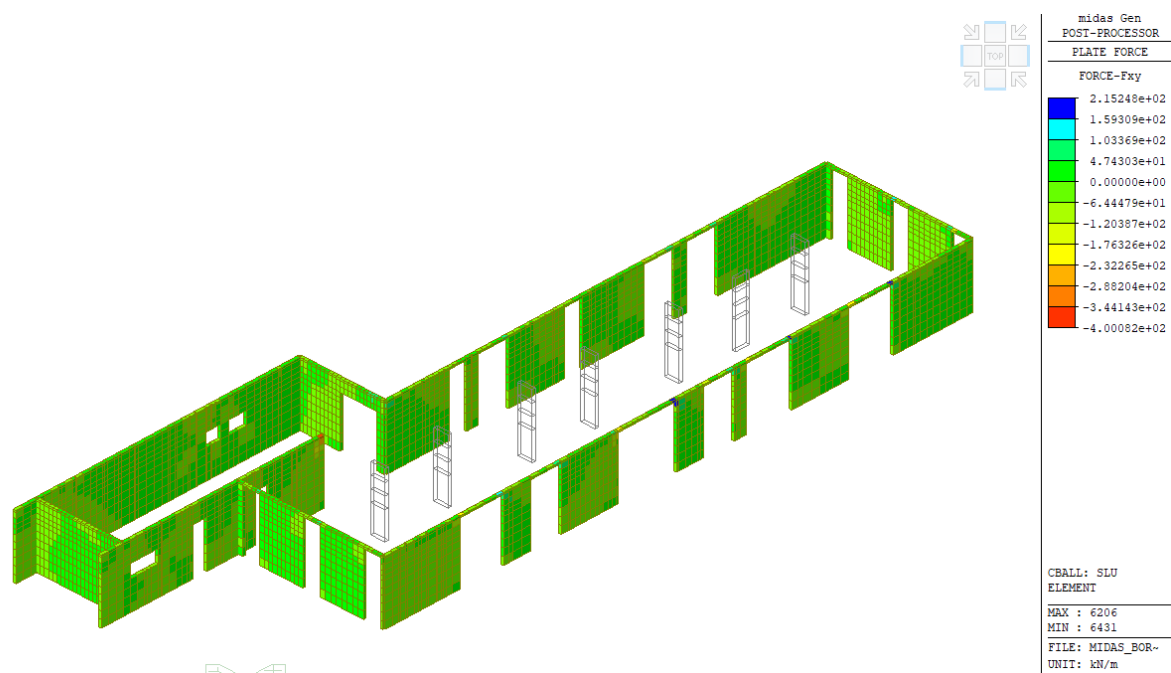


Figura 11.6. Azione FXY allo SLU [kN/m].

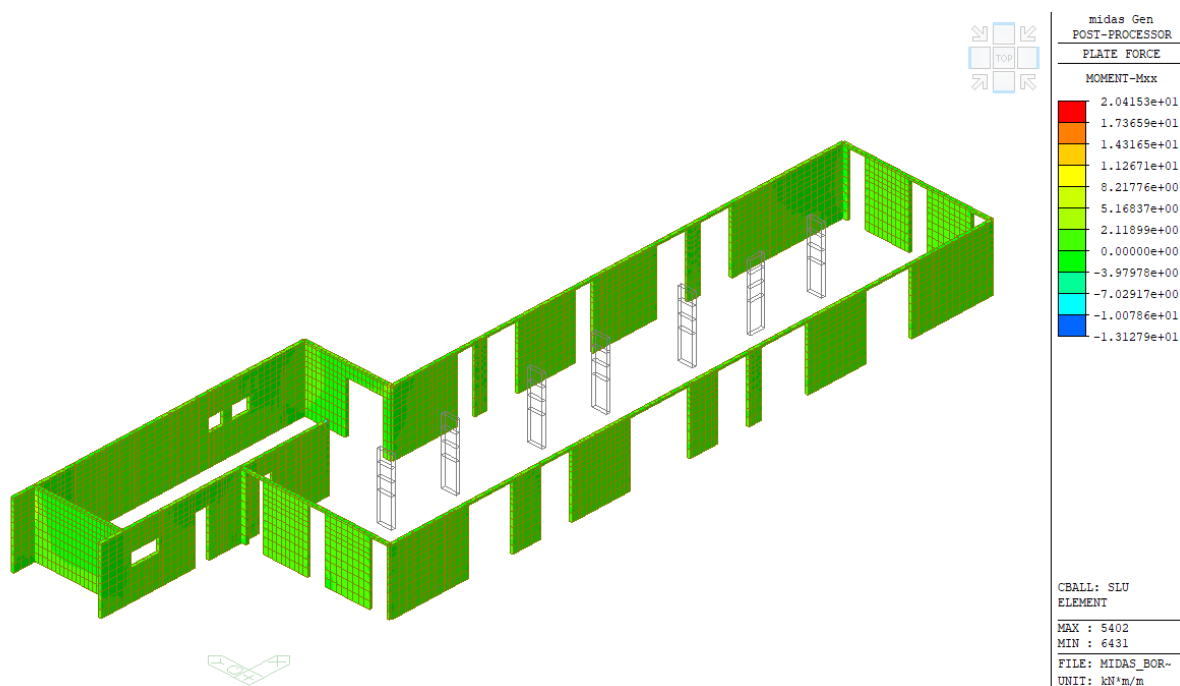


Figura 11.7. Azione MXX allo SLU [kNm/m].

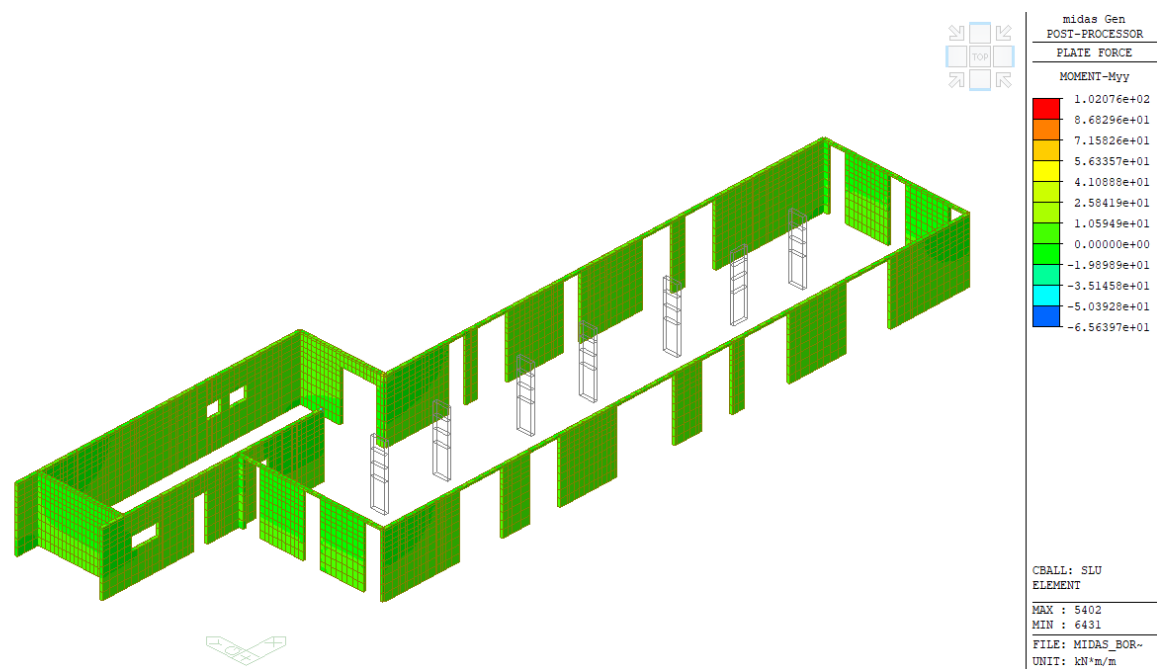


Figura 11.8. Azione MYY allo SLU [kNm/m].

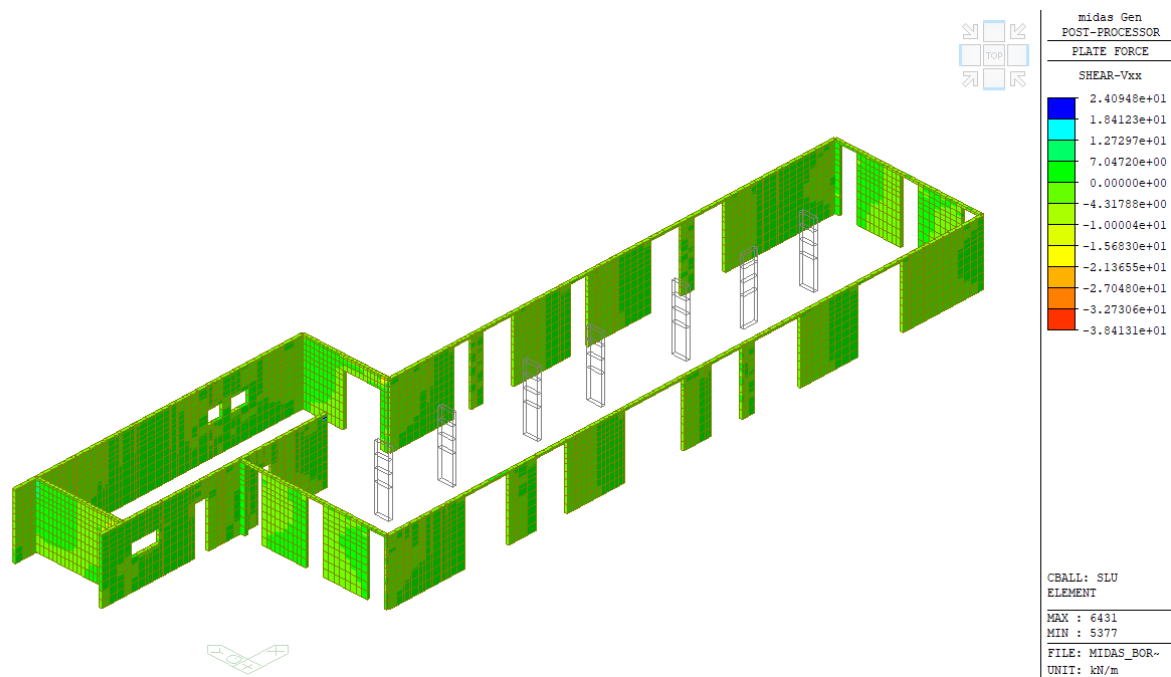


Figura 11.9. Azione VXX allo SLU [kN/m].

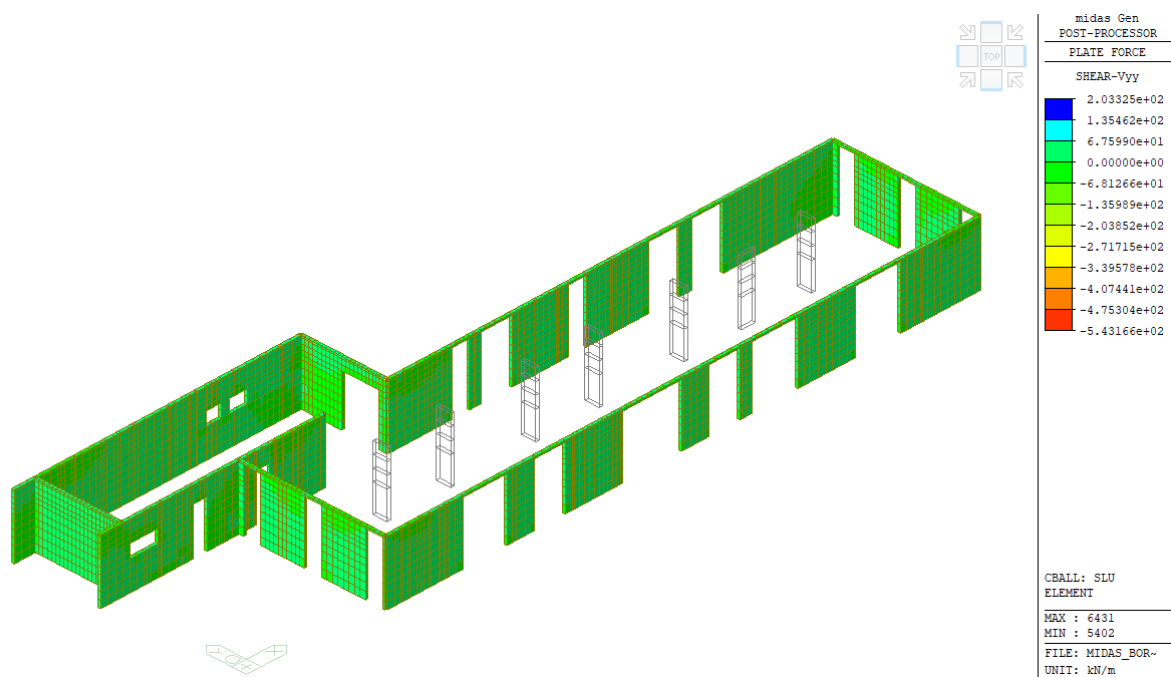


Figura 11.10. Azione VYY allo SLU [kN/m].

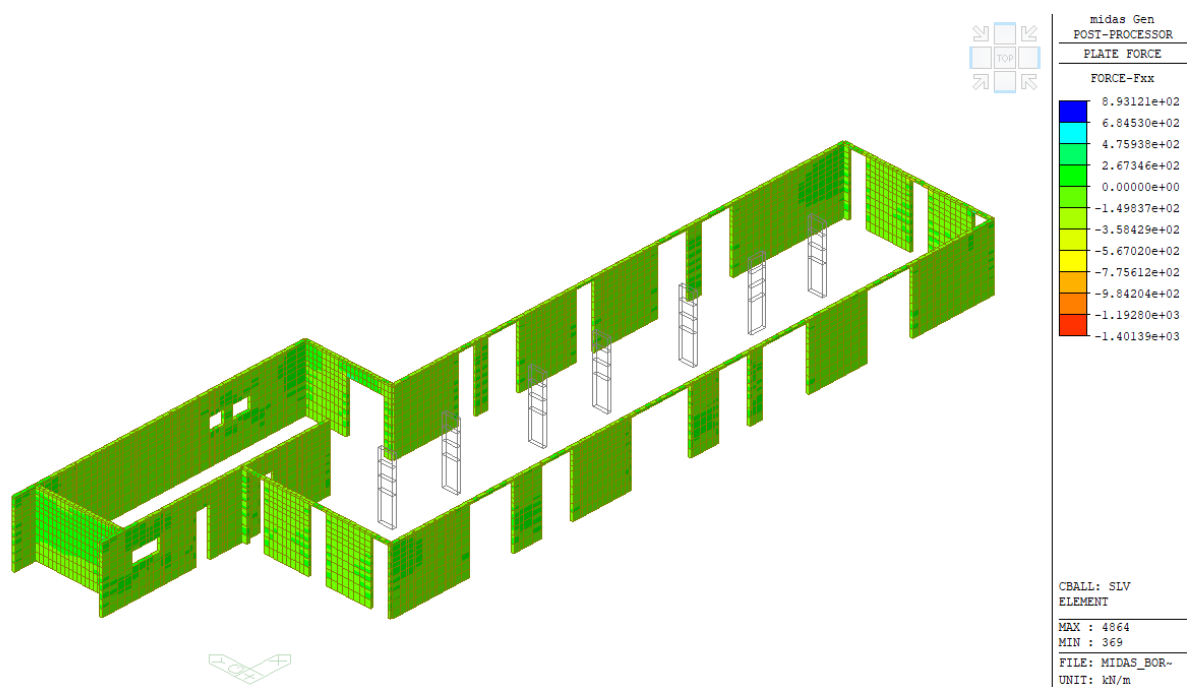


Figura 11.11. Azione FXX allo SLV [kN/m].

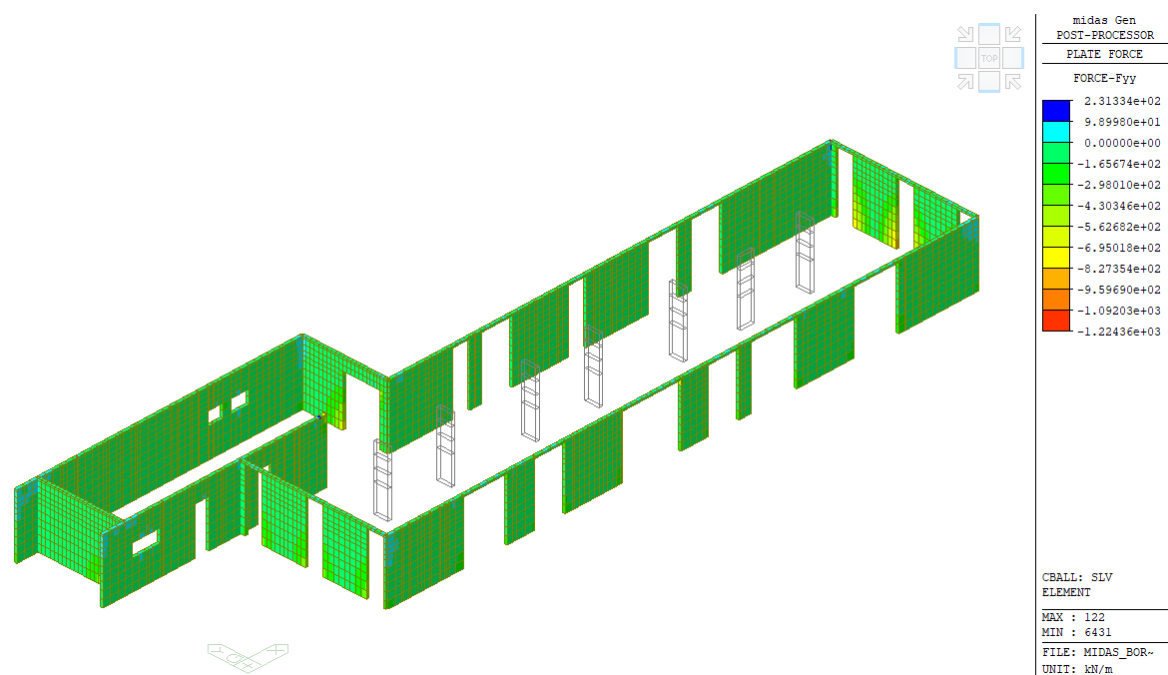


Figura 11.12. Azione FYY allo SLV [kN/m].

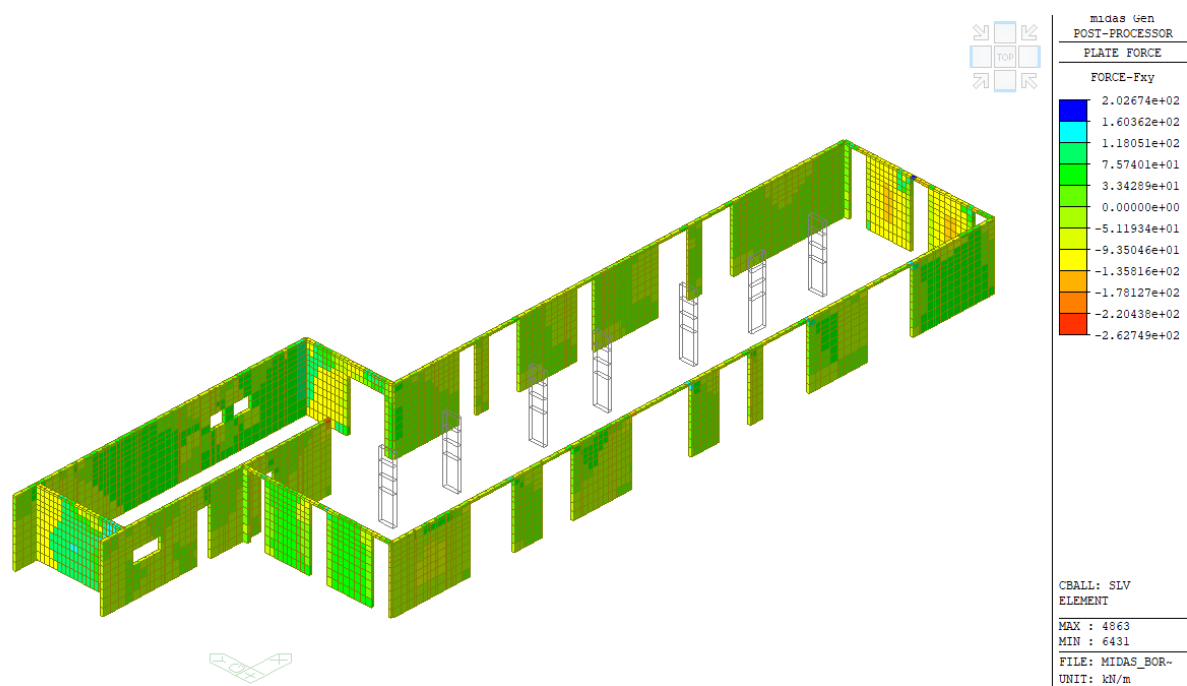


Figura 11.13. Azione FXY allo SLV [kN/m].

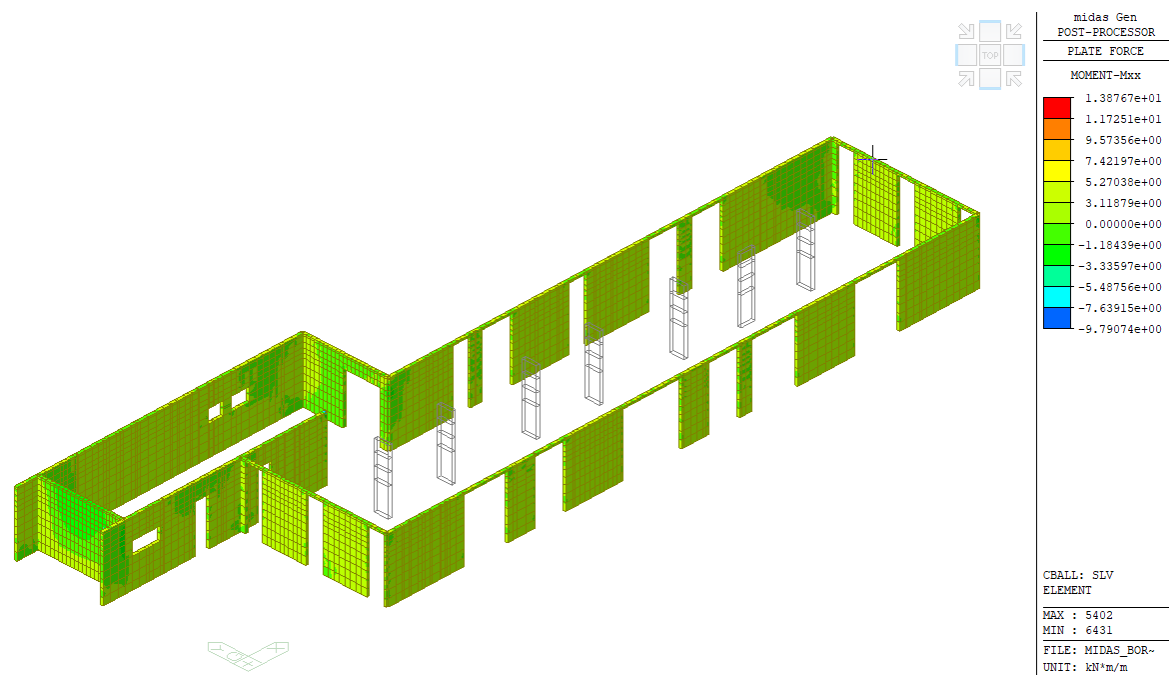


Figura 11.14. Azione MXX allo SLV [kNm/m].

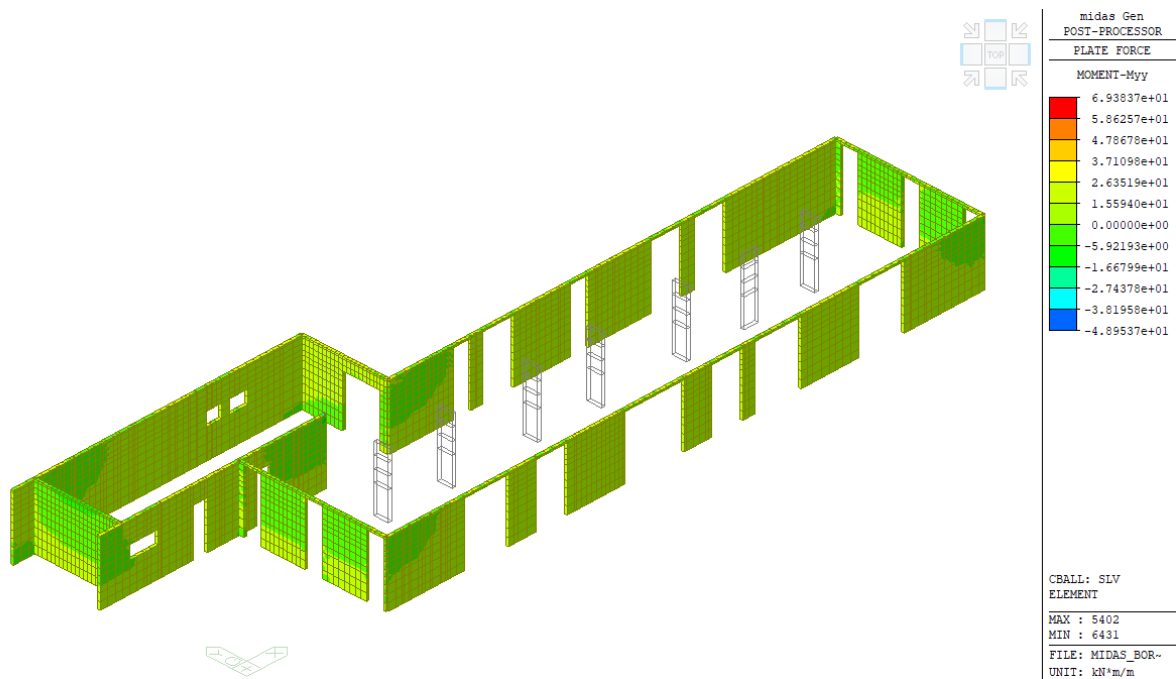


Figura 11.15. Azione MYX allo SLV [kNm/m].

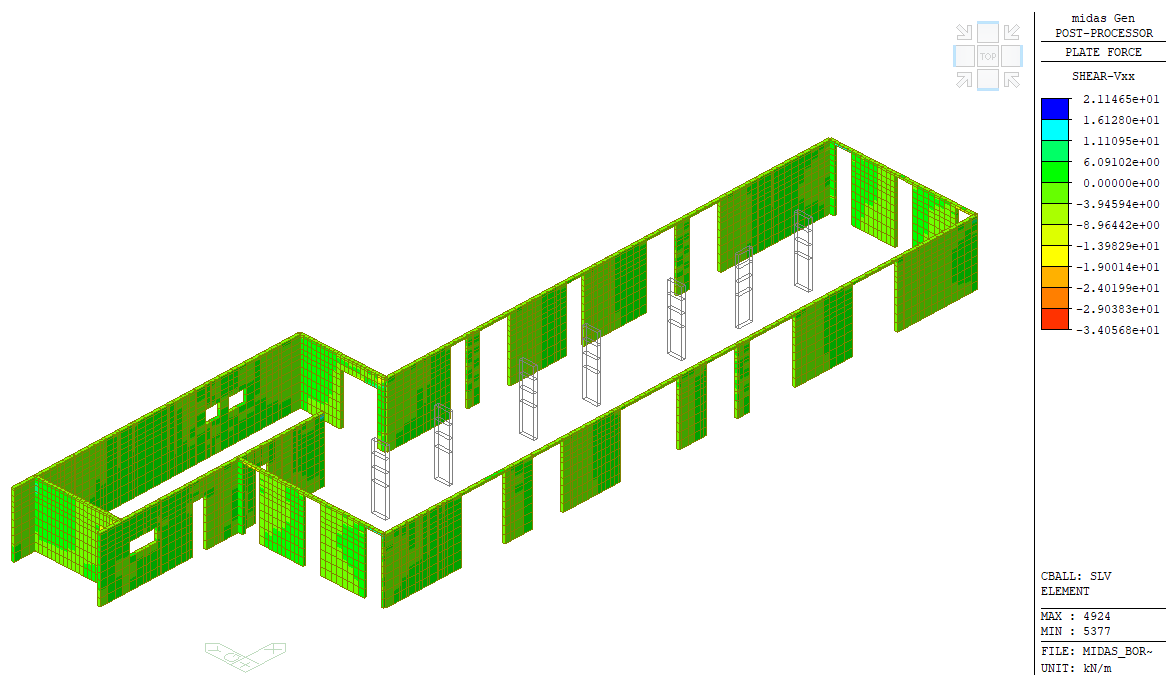


Figura 11.16. Azione VXX allo SLV [kN/m].

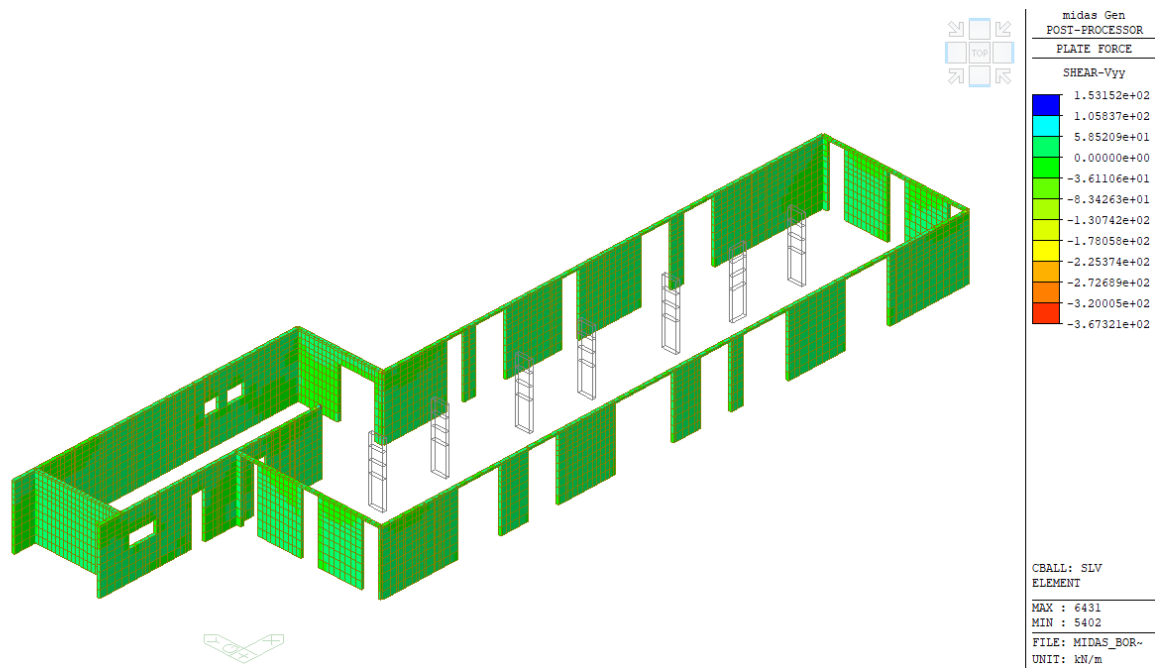


Figura 11.17. Azione VYY allo SLV [kN/m].

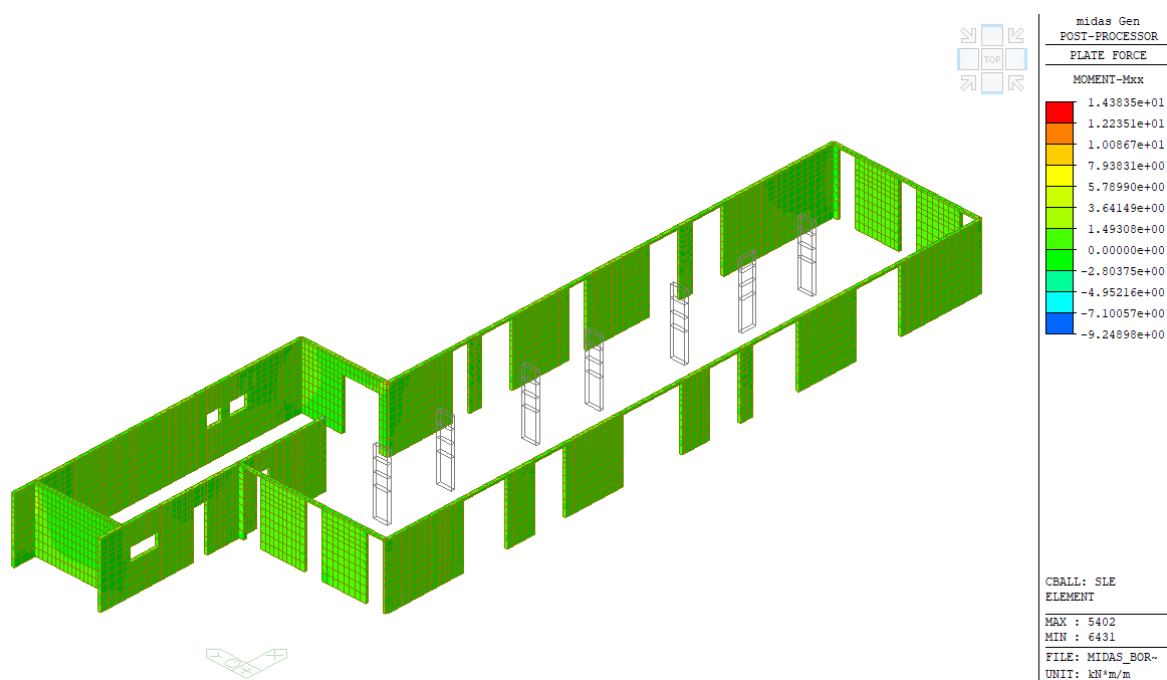


Figura 11.18. Azione MXX allo SLE [kNm/m].

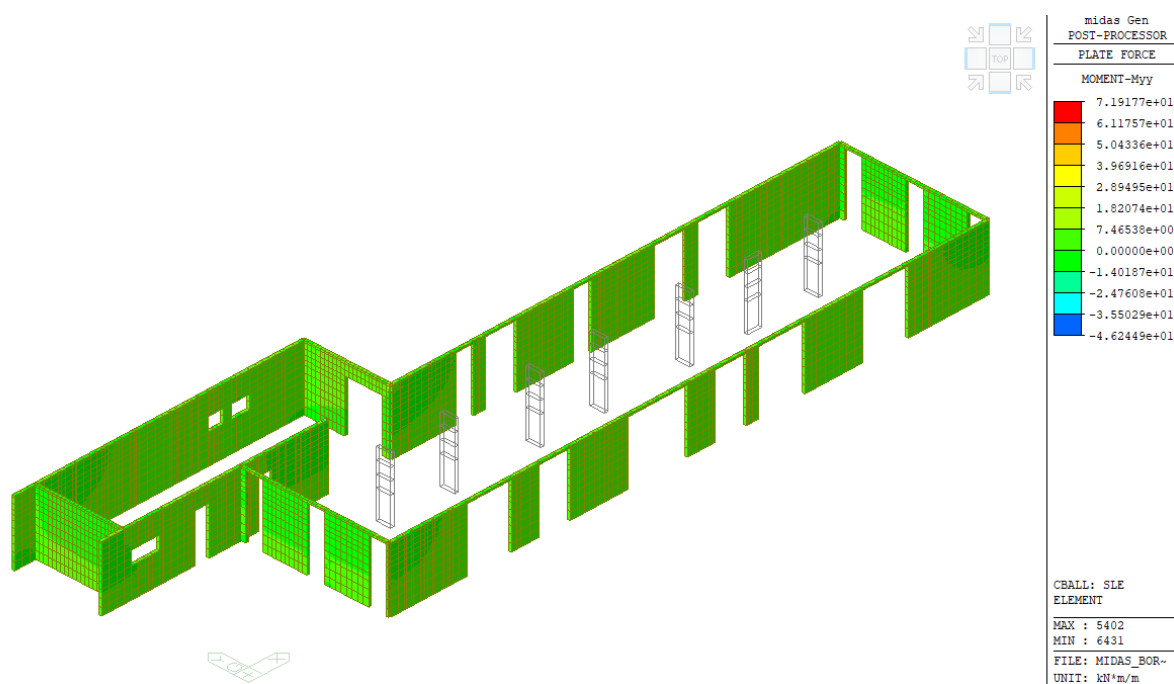


Figura 11.19. Azione MYX allo SLE [kNm/m].

11.3. Azioni interne nella soletta di copertura in calcestruzzo armato

Si presentano adesso le distribuzioni delle azioni interne nella soletta di copertura in calcestruzzo armato calcolate come involucro delle combinazioni di carico.

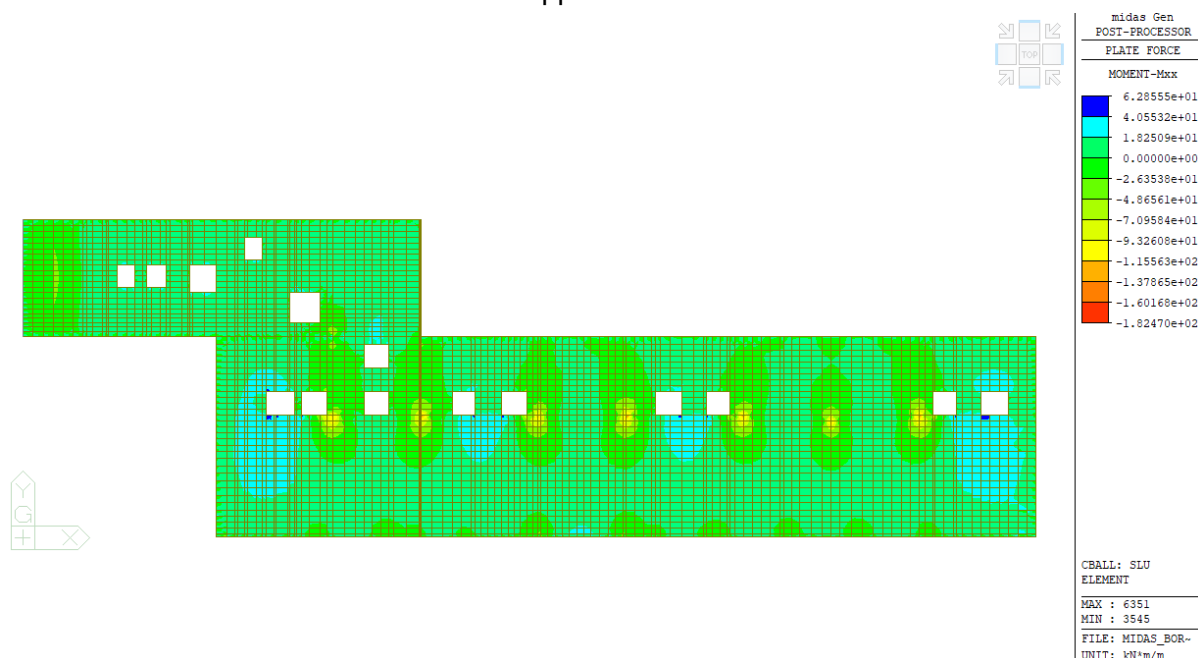


Figura 11.20. Azione MXX allo SLU [kNm/m].

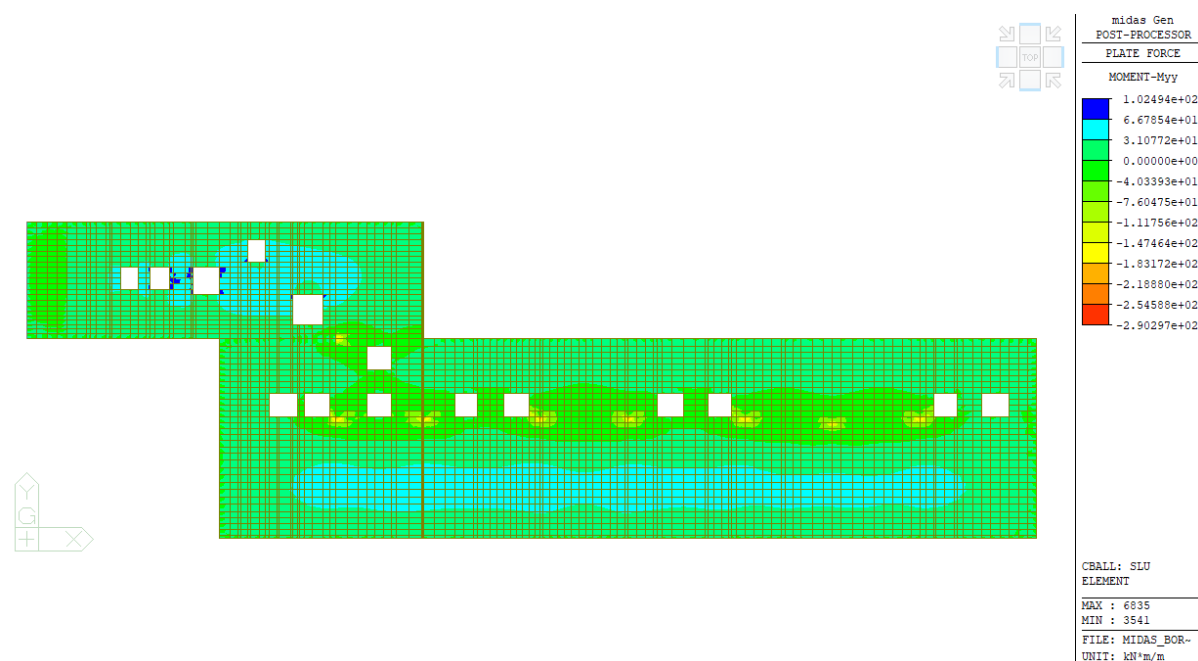


Figura 11.21. Azione MYY allo SLU [kNm/m].

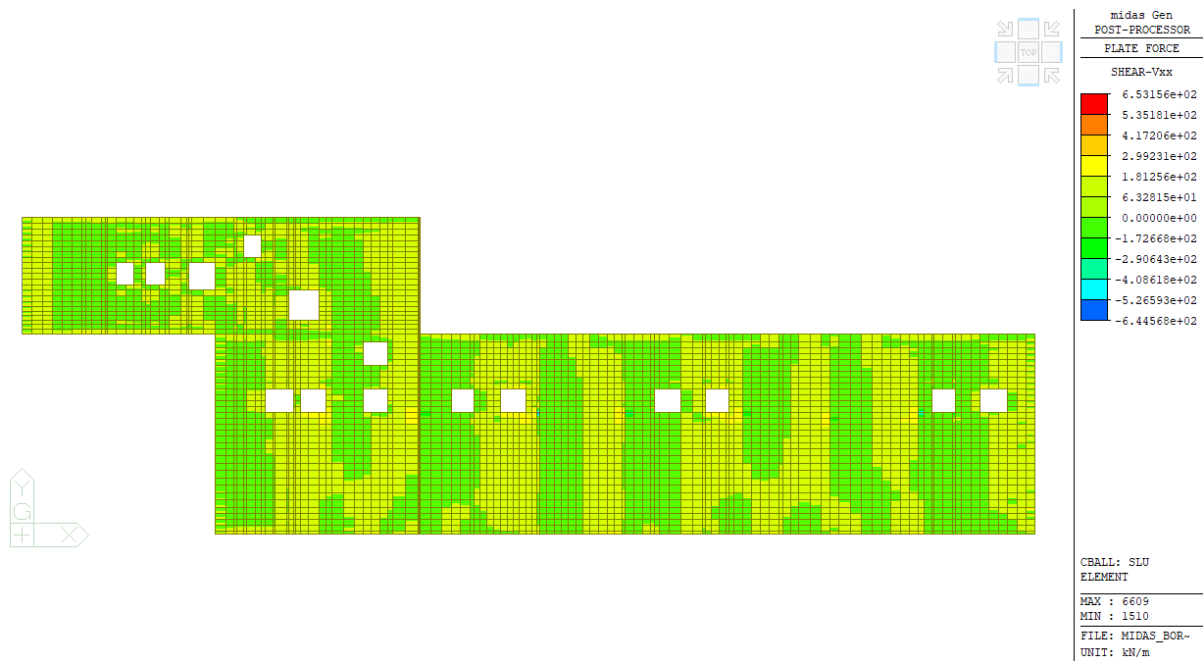


Figura 11.22. Azione VXX allo SLU [kN/m].

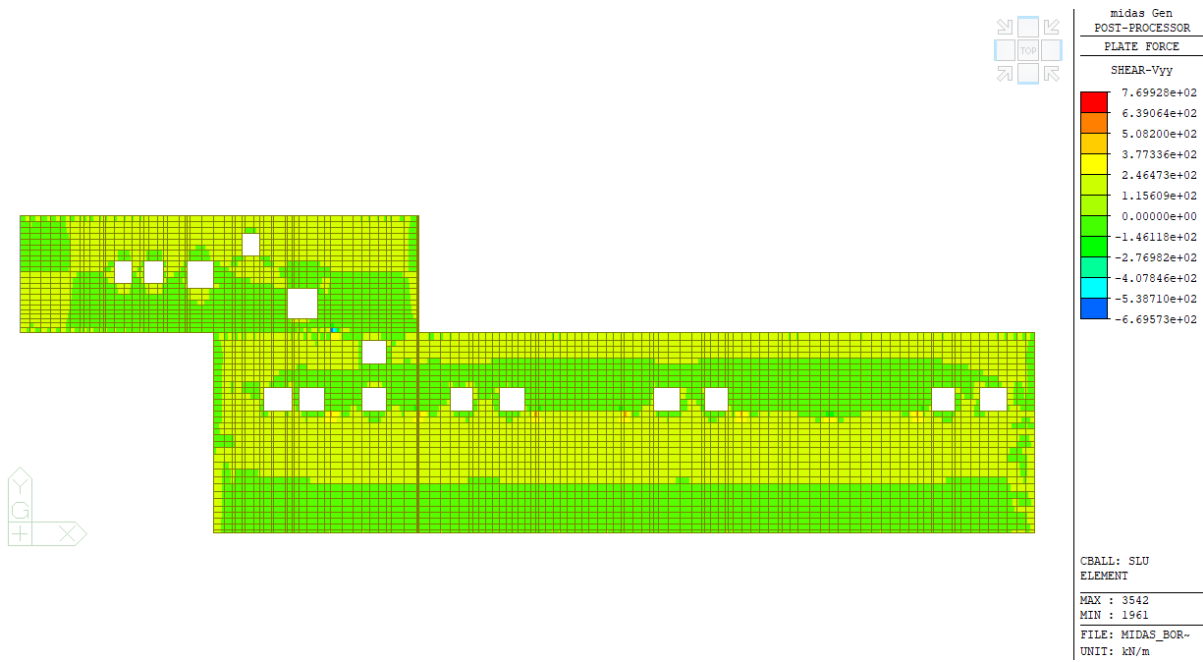


Figura 11.23. Azione VYY allo SLU [kN/m].

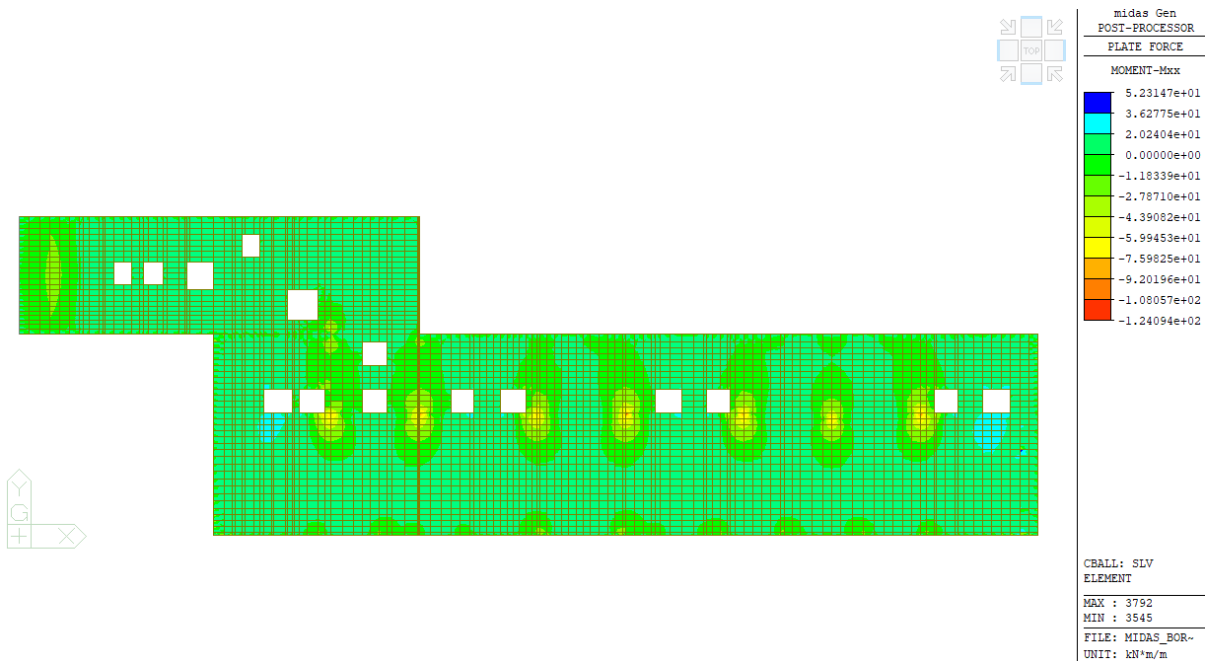


Figura 11.24. Azione MXX allo SLV [kNm/m].

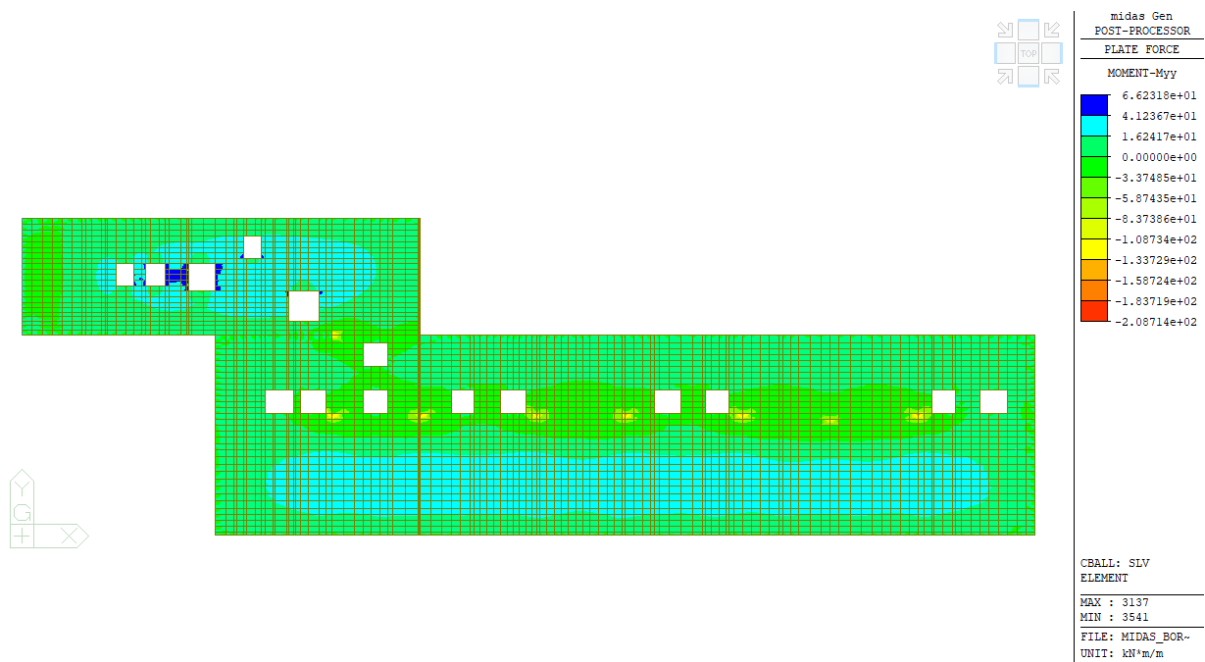


Figura 11.25. Azione MY along the SLV [kNm/m].

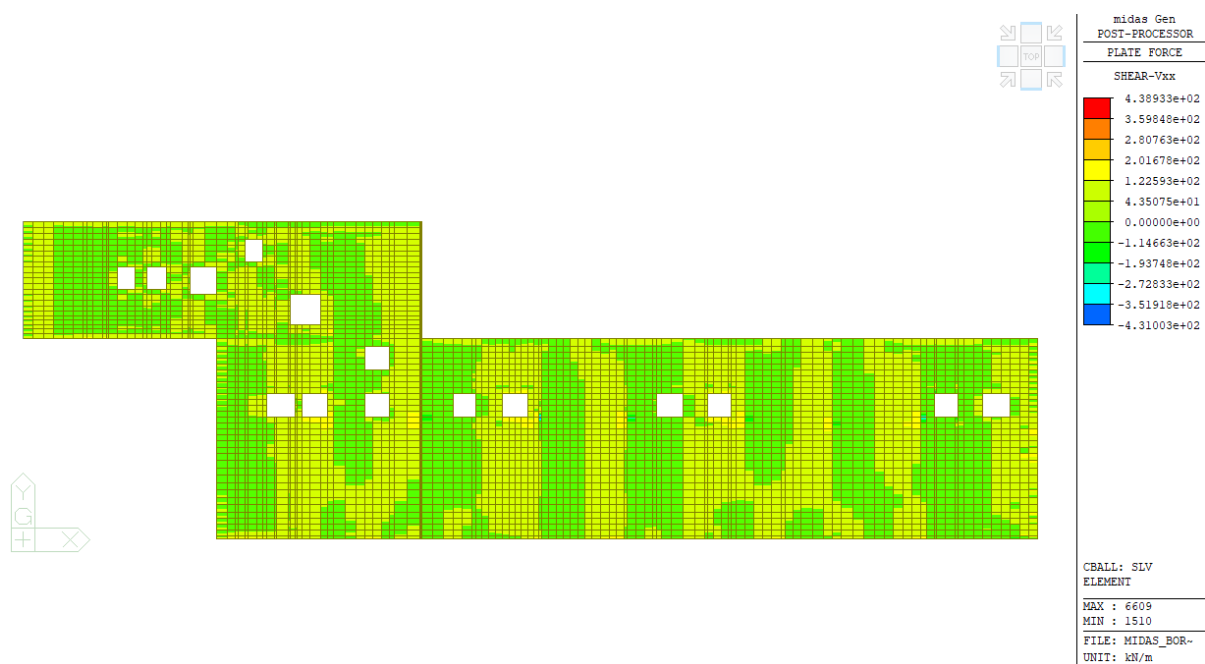


Figura 11.26. Azione VXX allo SLV [kN/m].

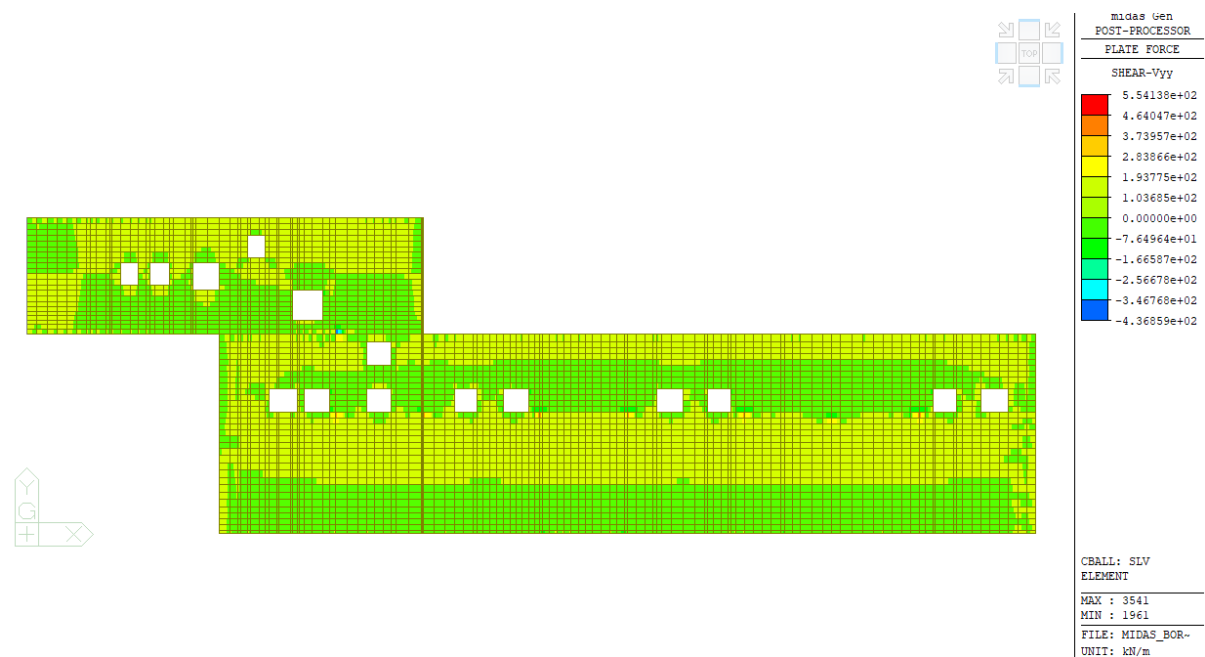


Figura 11.27. Azione VYY allo SLV [kN/m].

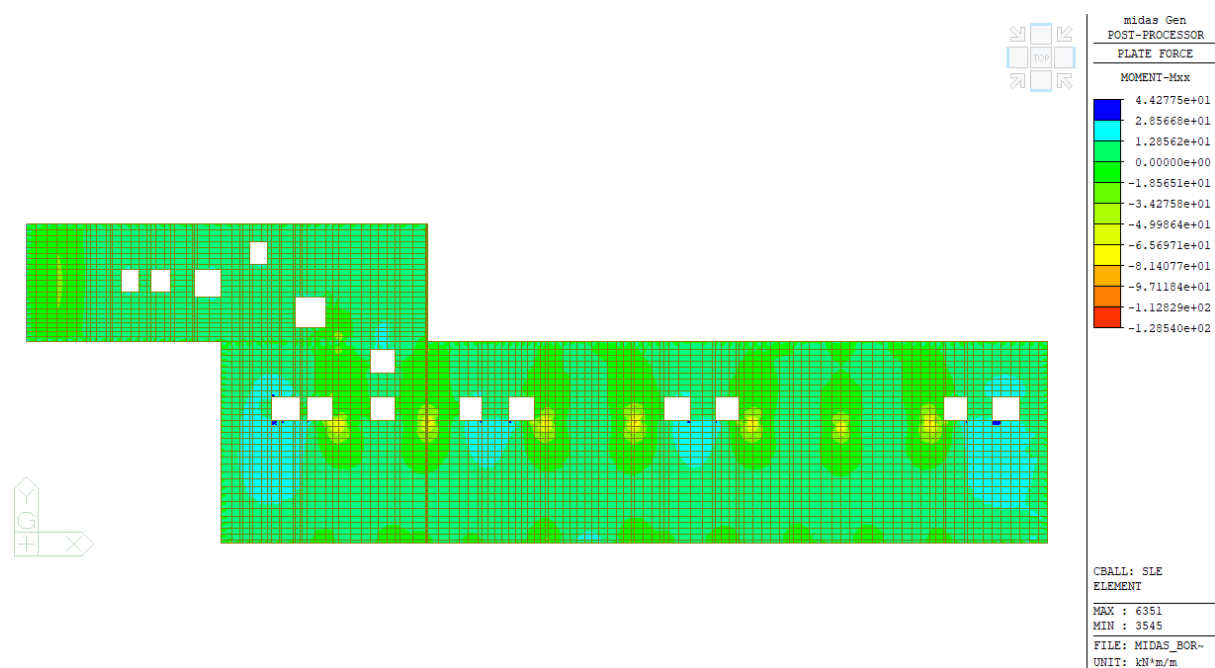


Figura 11.28. Azione MXX allo SLE [kNm/m].

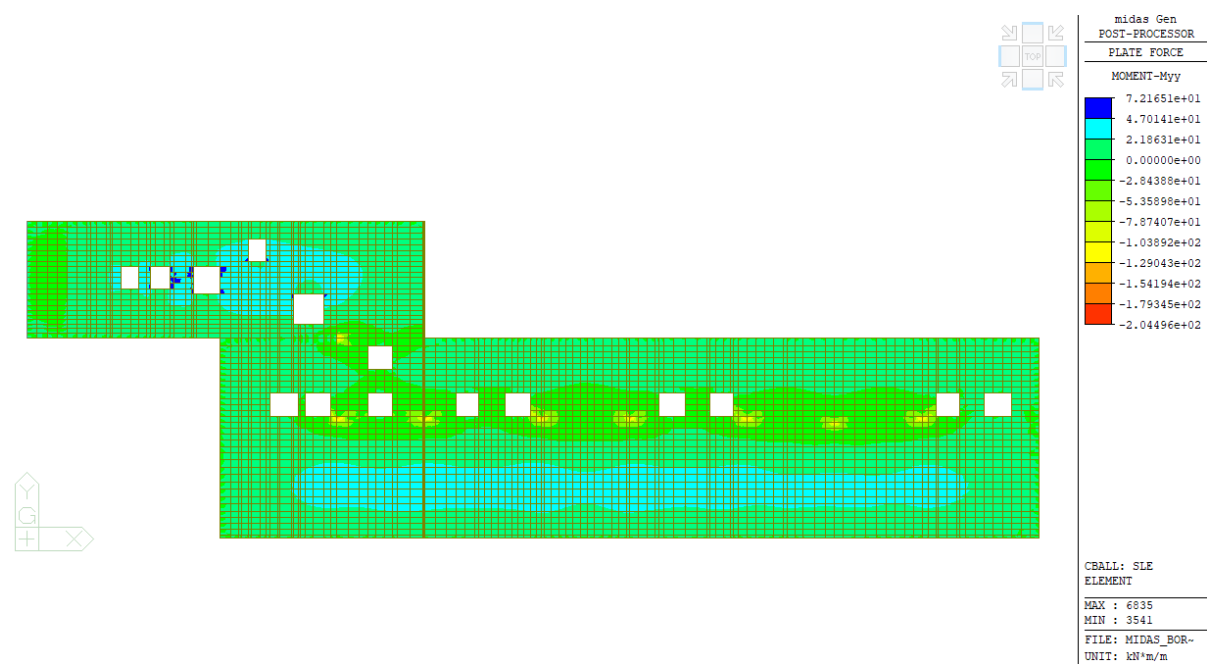


Figura 11.29. Azione MY along the SLE [kNm/m].

11.4. Azioni interne nei pilastri calcestruzzo armato

Si presentano adesso le distribuzioni delle azioni interne nei pilastri calcolate come involucro delle combinazioni di carico.

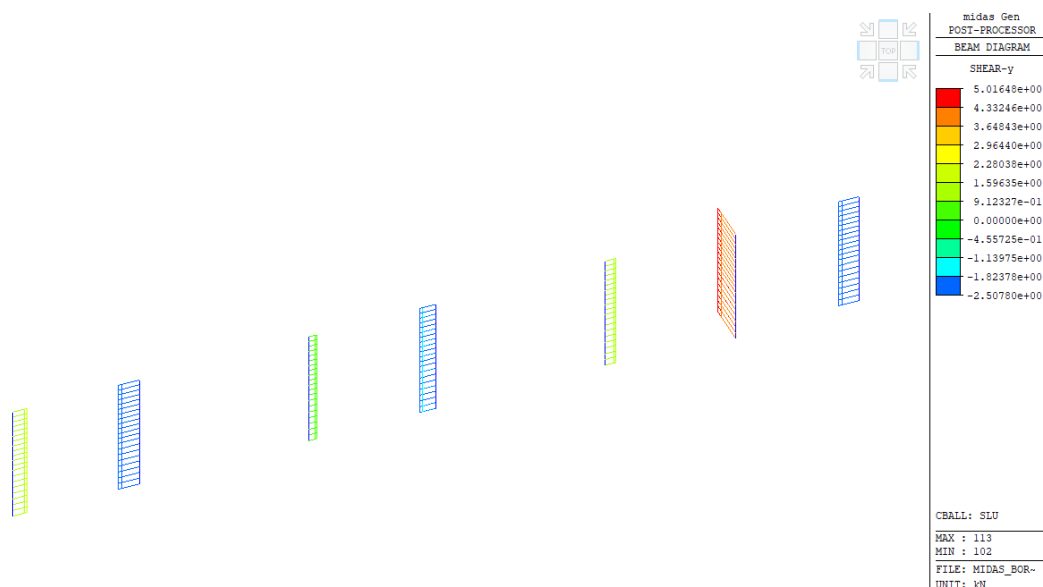


Figura 11.30. Azione di taglio V_y allo SLU [kN].

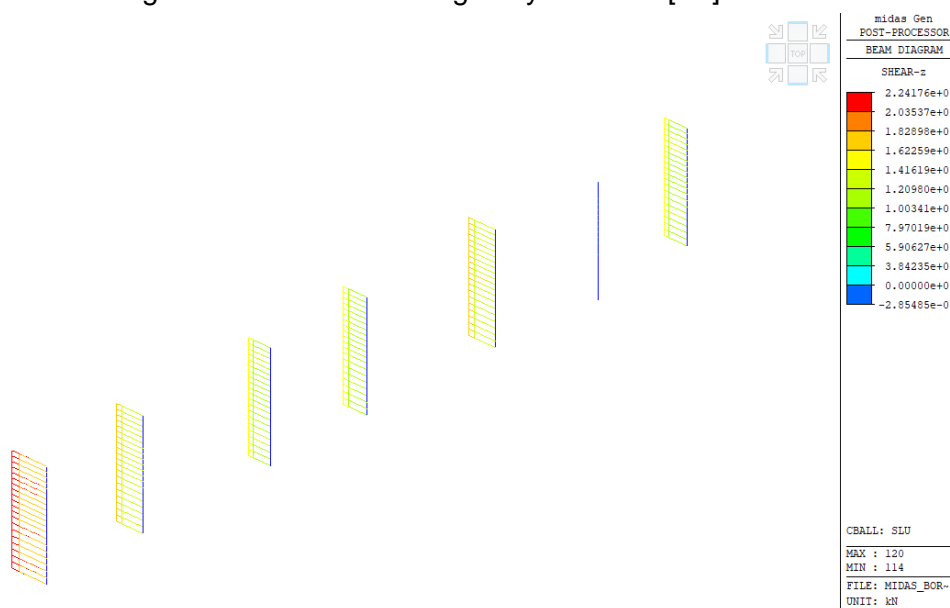


Figura 11.31. Azione di taglio V_z allo SLU [kN].

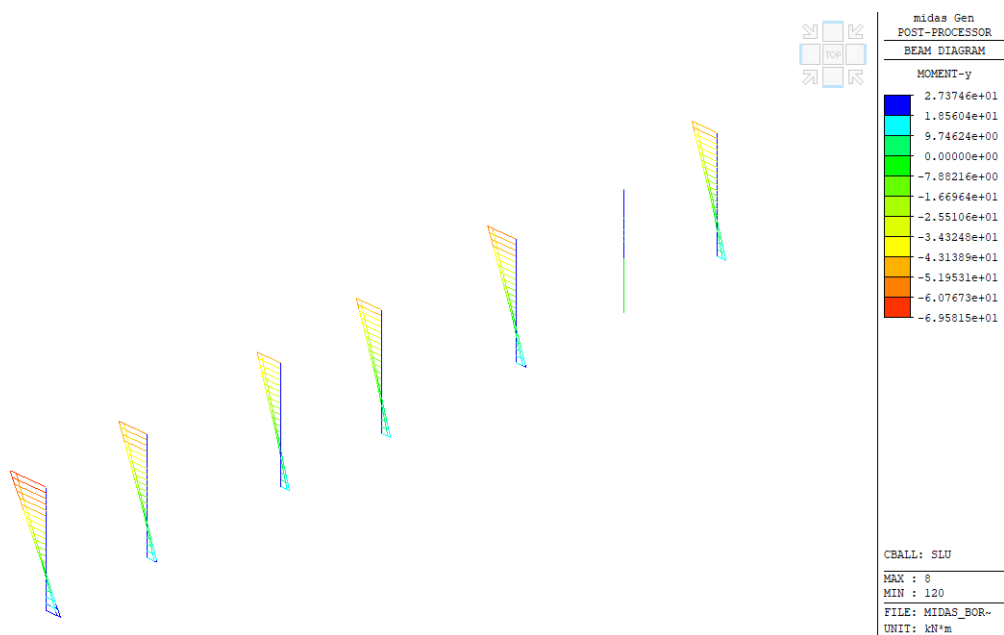


Figura 11.32. Momento flettente My allo SLU [kNm].

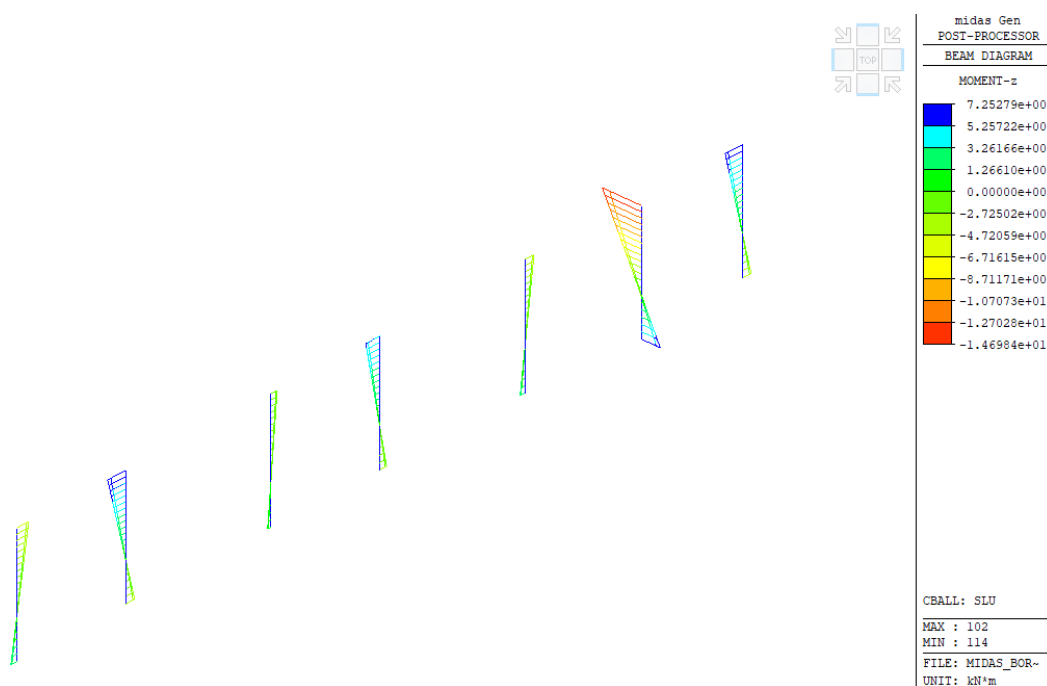


Figura 11.33. Momento flettente Mz allo SLU [kNm].

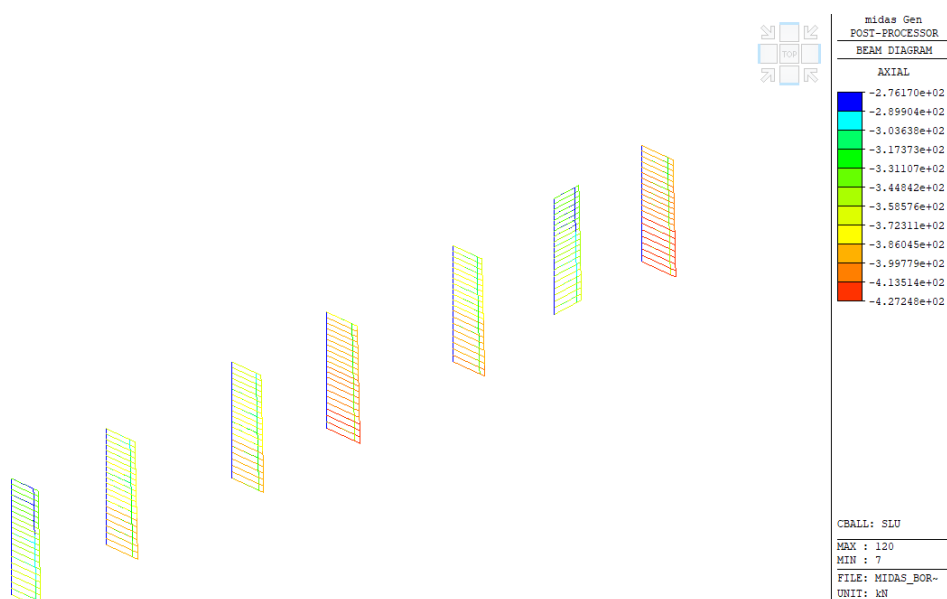


Figura 11.34. Azione assiale N allo SLU [kN].

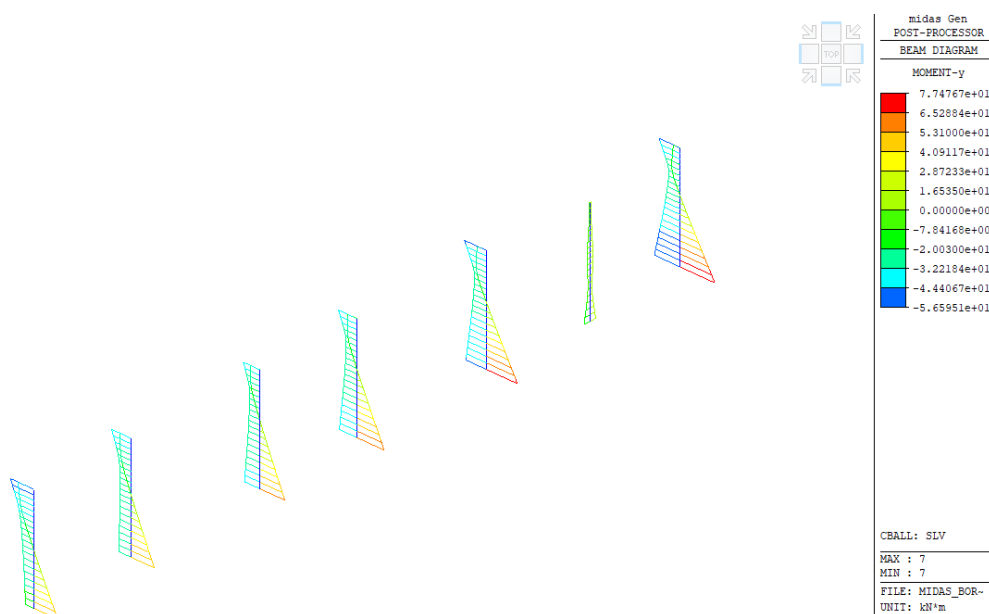


Figura 11.35. Momento flettente My allo SLV [kNm].

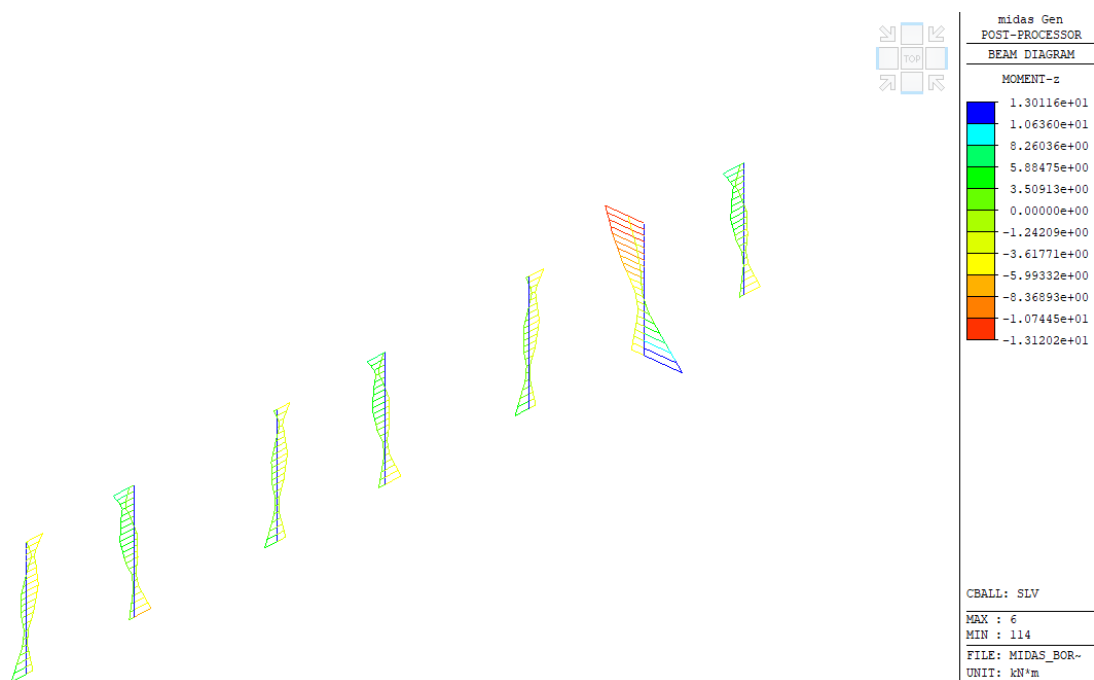


Figura 11.36. Momento flettente Mz allo SLV [kNm].

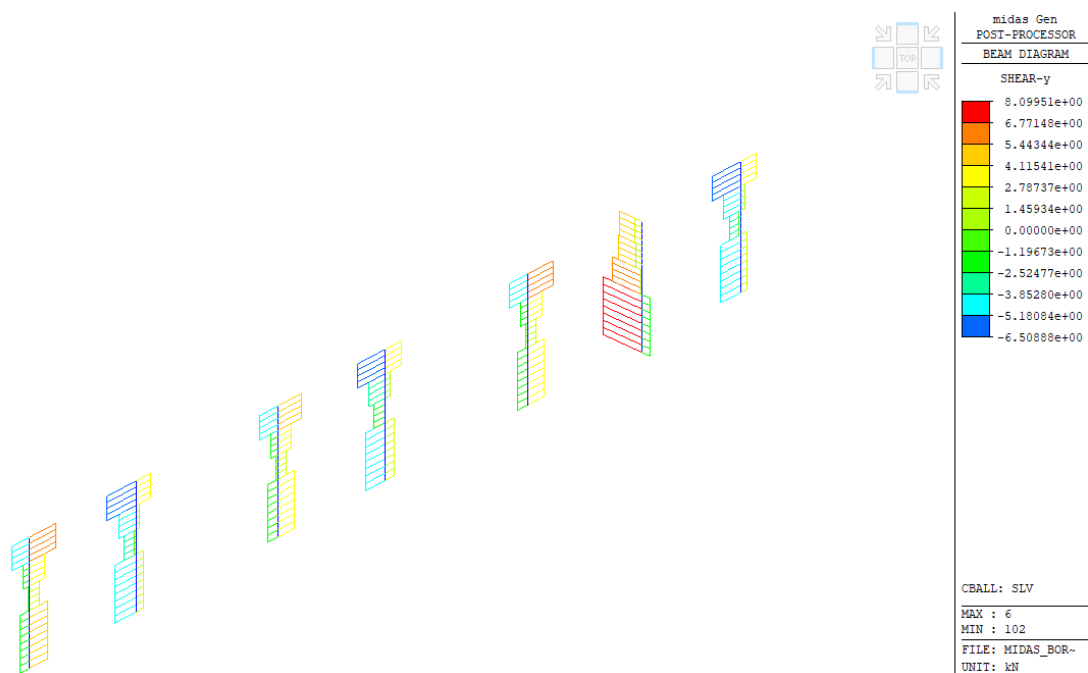


Figura 11.37. Azione di taglio Vy allo SLV [kN].

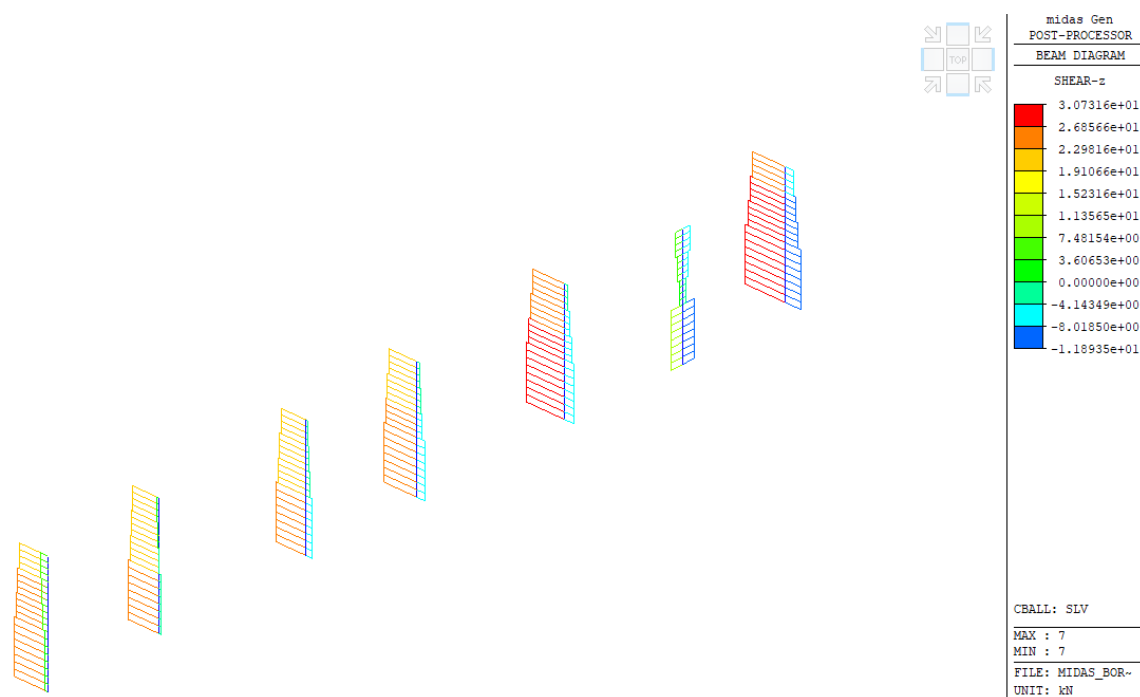


Figura 11.38. Azione di taglio VZ allo SLV [kN].

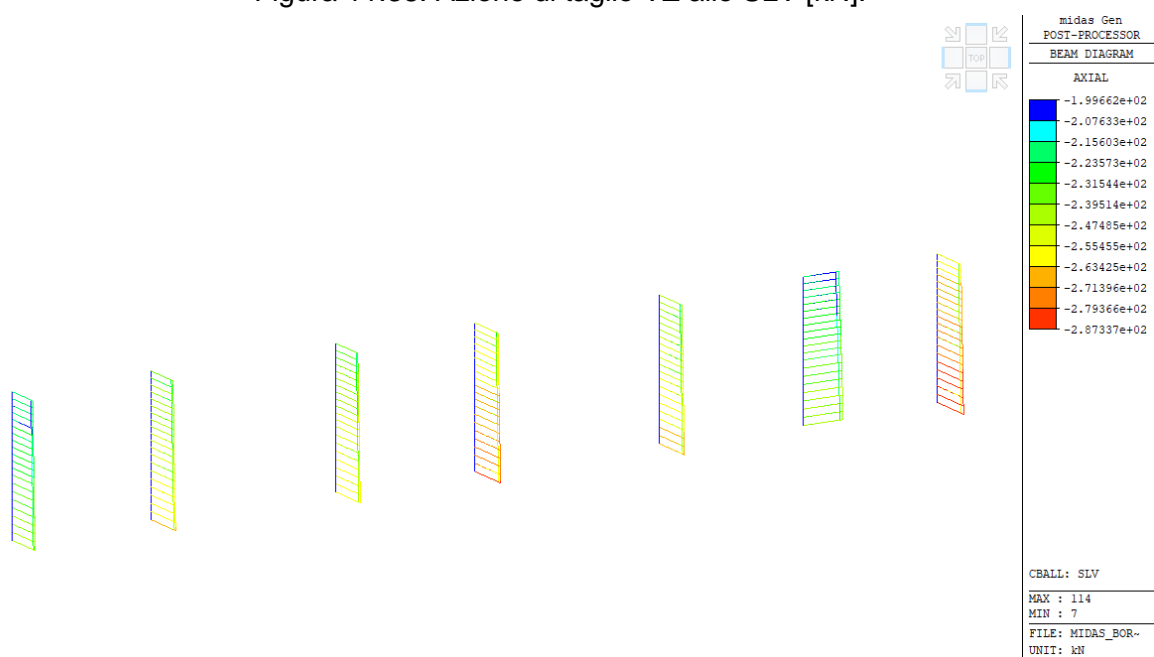


Figura 11.38. Azione assiale N allo SLV [kN].

12. Verifiche strutture

12.1. Resistenze di progetto dei materiali

Nel seguito i dettagli:

- ELEVAZIONI
Resistenza a compressione di progetto $f_{cd} = 15.9 \text{ MPa}$
- ACCIAIO PER C.A. B450C
Tensione caratteristica di progetto: $f_{yd} = 391 \text{ MPa}$

12.2. Verifica pareti in calcestruzzo armato

Verifica a flessione nel piano

La massima sollecitazione di trazione membranale agente in direzione orizzontale risulta pari a:

$$F_{Ed} = 279 \text{ kN/m}$$

La corrispondente resistenza vale:

$$F_{Rd} = 10 \times 113.1 \times 391.1 = 442 \text{ kN/m}$$

La massima sollecitazione di compressione membranale agente in direzione orizzontale risulta pari a:

$$F_{Ed} = -980 \text{ kN/m}$$

Trascurando il contributo dell'armatura, la corrispondente resistenza vale:

$$F_{Rd} = 200 \times 1000 \times 15.9 = 3174 \text{ kN/m}$$

La massima sollecitazione di trazione membranale agente in direzione verticale risulta pari a:

$$F_{Ed} = 120 \text{ kN/m}$$

La corrispondente resistenza vale:

$$F_{Rd} = 10 \times 113.1 \times 391.1 = 442 \text{ kN/m}$$

La massima sollecitazione di compressione membranale agente in direzione verticale risulta pari a:

$$F_{Ed} = -1863 \text{ kN/m}$$

Trascurando il contributo dell'armatura, la corrispondente resistenza vale:

$$F_{Rd} = 200 \times 1000 \times 15.9 = 3174 \text{ kN/m}$$

Tutte le verifiche risultano pertanto soddisfatte.

Verifica a taglio nel piano

La massima sollecitazione a taglio nel piano vale:

$$V_{Ed} = 10 \text{ kN/m}$$

La corrispondente resistenza vale:

$$V_{Rd} = 169 \text{ kN/m}$$

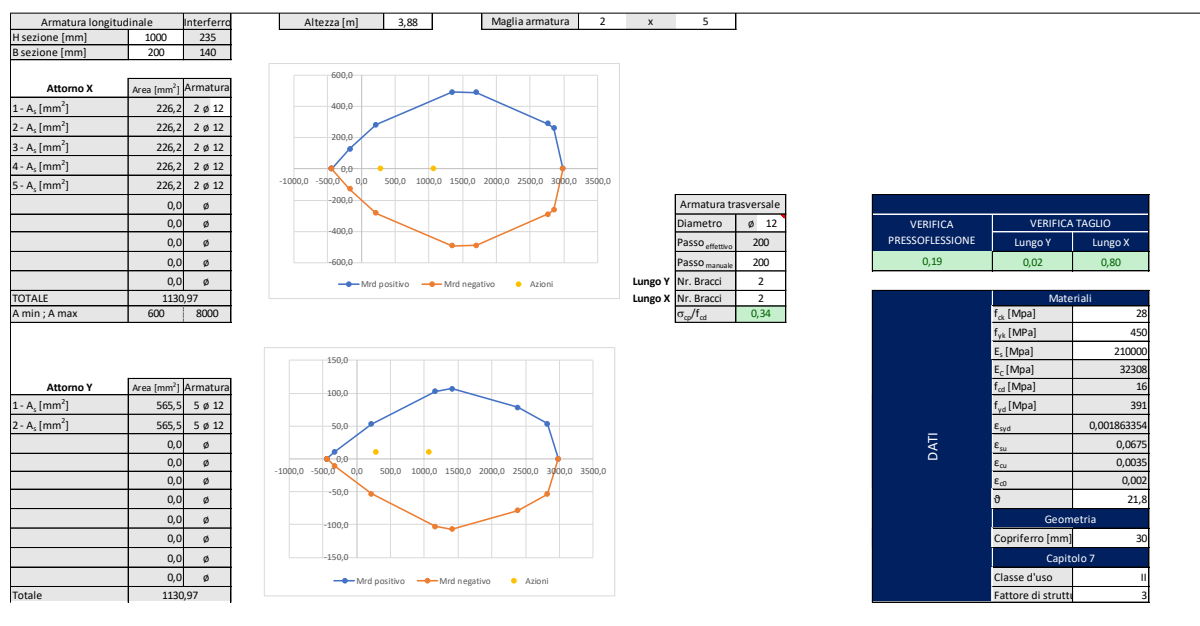
Tutte le verifiche risultano pertanto soddisfatte.

Verifica a flessione fuori piano

La massima sollecitazione a flessione fuori piano agente nella parete vale:

$$M_{Ed} = 10.9 \text{ kNm/m}$$

L'immagine seguente mostra il corrispondente dominio resistente:



Tutte le verifiche risultano pertanto soddisfatte.

Verifica a taglio fuori piano

La massima azione di taglio agente nella parete fuori piano vale:

$$V_{Ed} = 135 \text{ kN/m}$$

La corrispondente resistenza vale:

$$V_{Rd} = 169 \text{ kN/m}$$

Tutte le verifiche risultano pertanto soddisfatte.

12.3. Verifica soletta di copertura in calcestruzzo armato

Il massimo momento flettente positivo agente nella soletta allo SLU-SLV vale:

$$M_{Ed} = 39.6 \text{ kNm/m}$$

L'immagine seguente mostra il corrispondente dominio resistente:

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

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

TITOLO :

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	25

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10,05	3
2	10,05	22

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{Ed} 39,6 kNm
V_{Ed} 0

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

B450C C28/35

ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391,3 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 15,87
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8 ?
ε_{syd} 1,957 ‰ σ_{c,adm} 11
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,6667
τ_{c1} 1,971

M_{xRd} 81,48 kN m

σ_c -15,87 N/mm²
σ_s 391,3 N/mm²
ε_c 3,5 ‰
ε_s 21,99 ‰
d 22 cm
x 3,02 x/d 0,1373
δ 0,7

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

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

Tipo flessione
Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

M-curvatura

Precompresso

La sezione risulta pertanto verificata a flessione allo SLU.

Il massimo valore del taglio agente nella soletta vale:

$$V_{Ed} = 80.6 \text{ kN/m}$$

La corrispondente azione resistente vale:

$$V_{Rd} = 141 \text{ kN/m}$$

Il massimo momento flettente negativo agente nella soletta allo SLE (combinazione rara) vale:

$$M_{Ed} = 104.6 \text{ kNm/m}$$

Ne consegue che:

Tensione massima nel calcestruzzo allo SLE raro =	12 MPa
Tensione massima nell'acciaio allo SLE raro =	335 MPa
Apertura di fessura massima allo SLE raro =	0.04 mm

Tutte le verifiche allo SLE e allo SLU sono pertanto soddisfatte.

12.4. Verifica pilastri in c.a.

I pilastri in c.a. sono stati verificanti considerando le diverse combinazioni di momento flettente ed azione assiale allo SLU e SLV.

L'immagine seguente mostra le sollecitazioni calcolate e il corrispondente dominio resistente:



DATI	Materiali	
	f_{ck} [Mpa]	28
	f_{yk} [Mpa]	450
	E_s [Mpa]	210000
	E_c [Mpa]	32308
	f_{ctd} [Mpa]	16
	f_{ytd} [Mpa]	391
	ϵ_{syd}	0,0018634
	ϵ_{su}	0,0675
	ϵ_{cu}	0,0035
	ϵ_{cd}	0,002
	\varnothing	21,8
	Geometria	
	Copriferro [mm]	30
	Capitolo 7	
	Classe d'uso	III
	Fattore di struttura "q"	1,5

Tutte le verifiche allo SLU e SLV risultano pertanto soddisfatte.

12.5. Verifica dilatazione termica

L'immagine seguente mostra la deformata della struttura considerando un gradiente termico $\Delta T = \pm 15^\circ\text{C}$, come da paragrafo 3.5.5 delle NTC2018.

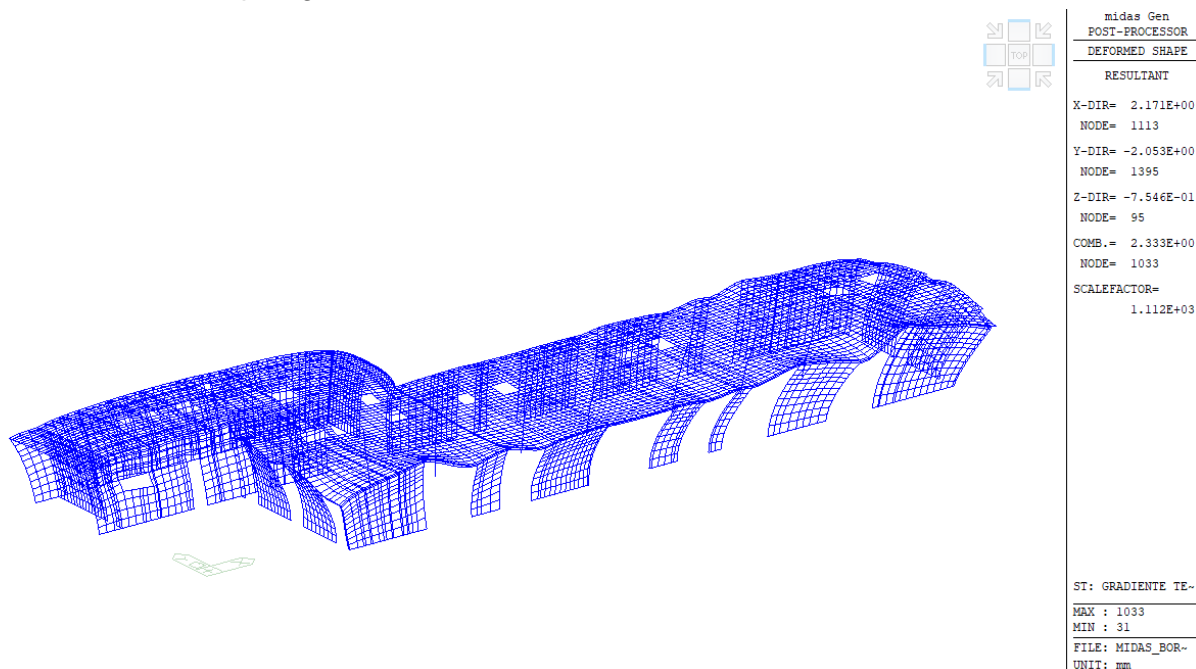


Figura 12.1 Deformata carico termico

Il massimo valore di spostamento vale 2.17mm, pari al 0.05% dell'altezza di interpiano. La verifica risulta pertanto soddisfatta.

12.6. Verifica allo stato limite di danno

L'immagine seguente mostra la deformata della struttura allo SLD.

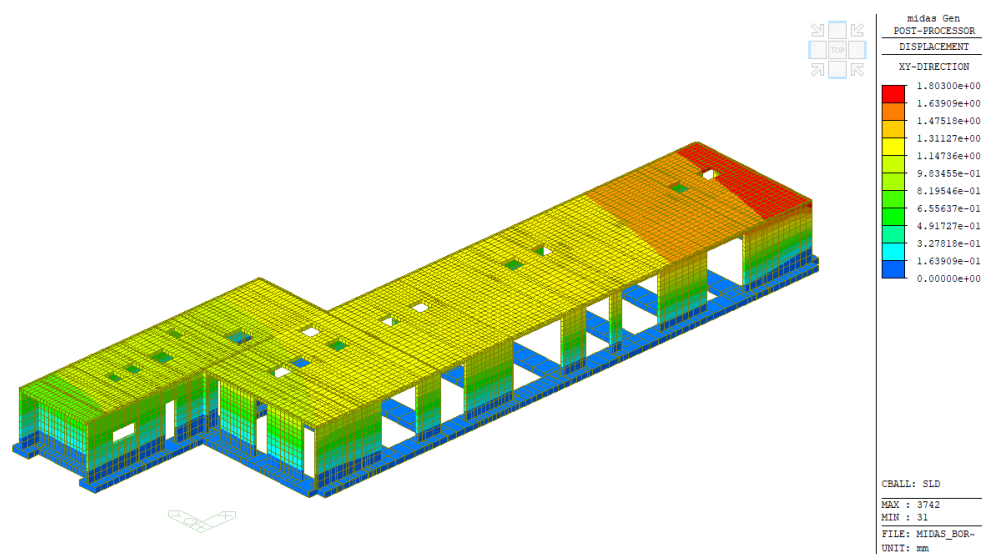


Figura 12.2. Deformata allo SLD.

Il massimo valore di spostamento d'interpiano vale 1.80mm pari allo 0.04% dell'altezza di interpiano. La verifica risulta pertanto soddisfatta.

13. Conclusioni

I risultati delle elaborazioni eseguite mediante software di calcolo sono stati sottoposti a controlli, al fine di comprovarne l'attendibilità, come richiesto al § 10.2 delle NTC 2018. Tale valutazione è stata basata sul confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali ed adottati in fase di primo dimensionamento delle strutture. Si dichiara inoltre di avere esaminato scrupolosamente tutta la documentazione a corredo del software di calcolo utilizzato per la modellazione della struttura e di ritenerlo affidabile ed idoneo per la struttura in oggetto, e di avere controllato accuratamente i tabulati di output del calcolo.

In merito a tutte le calcolazioni eseguite, si dichiara che tutti gli elementi costruttivi del progetto sono stati positivamente verificati e progettati, in applicazione alle metodologie e prescrizioni di cui alle NTC 2018 (DM Infrastrutture 17 gennaio 2018 e ss.mm.ii., Circolare 21 gennaio 2019 n. 7//C.S.LL.PP. e ss.mm.ii.).

14. Bibliografia

- (NTC2018) Decreto Ministeriale 2018, Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 17 gennaio 2018.
- (CIRC2019) Circolare sulle Nuove Norme Tecniche per la Costruzioni del 21 gennaio 2019.

15. Allegato 1 – Dichiarazione di affidabilità dei codici di calcolo utilizzati

Il progettista,

SULLA SCORTA

- della documentazione fornita a corredo dei software di calcolo ad Elementi Finiti MIDAS, codice “general purpose” per applicazioni lineari e non lineari, statiche e dinamiche.
- dei test di validazione riferiti agli standard NAFEMS, che includono problemi lineari, non lineari, statici e dinamici.
- dell’esperienza maturata nell’uso continuativo di tali codici,

DICHIARA

che i risultati generati dal modello di calcolo, validato in accordo agli standard NAFEMS, sono affidabili.

INDICE

1.	Premessa	2
2.	Descrizione opere in progetto	3
3.	Normativa di riferimento	4
4.	Richiami teorici.....	5
4.1.	<i>Stati limite ultimi</i>	<i>5</i>
4.2.	<i>Stati limite di esercizio</i>	<i>8</i>
5.	Indicazioni di normativa per strutture in calcestruzzo armato.....	12
6.	Metodologia di calcolo.....	14
7.	Definizione della sollecitazione sismica	16
8.	Indagini geologiche e geotecniche	17
9.	Materiali	19
10.	Modello di calcolo	20
10.1.	<i>Modello a elementi finiti.....</i>	<i>20</i>
10.2.	<i>Masse sismiche.....</i>	<i>22</i>
10.3.	<i>Fattore di comportamento</i>	<i>24</i>
10.4.	<i>Ipotesi di modello</i>	<i>24</i>
10.5.	<i>Combinazioni di carico</i>	<i>24</i>
10.6.	<i>Condizioni al contorno.....</i>	<i>26</i>
11.	Risultati.....	27
11.1.	<i>Analisi modale.....</i>	<i>27</i>
11.2.	<i>Azioni interne nelle travi di fondazione in calcestruzzo armato</i>	<i>29</i>
12.	Verifiche strutture	32
12.1.	<i>Resistenze di progetto dei materiali.....</i>	<i>32</i>
12.2.	<i>Verifica pressione sul terreno</i>	<i>33</i>
12.3.	<i>Verifica travi di fondazione in calcestruzzo armato</i>	<i>35</i>
13.	Conclusioni.....	38
14.	Bibliografia	39
15.	Allegato 1 – Dichiarazione di affidabilità dei codici di calcolo utilizzati	40

1. Premessa

Nella presente relazione vengono esposti l'approccio progettuale, le tipologie di carico, le metodologie di calcolo e le verifiche strutturali a cui si è fatto riferimento per il progetto delle strutture dell'asilo da realizzarsi presso il Comune di Borgosatollo (BS).

La struttura della scuola sarà realizzata con pareti in calcestruzzo armato, vincolate a fondazioni nastriformi. Il solaio di copertura verrà realizzato mediante una soletta in calcestruzzo armato gettata in opera.

2. Descrizione opere in progetto

L'edificio da realizzarsi è costituito da 1 corpo di fabbrica, con 1 livello fuori terra.

La struttura sarà realizzata con pareti in calcestruzzo armato, vincolate a terra su fondazioni nastriformi. Il solaio di copertura verrà realizzato mediante una soletta in calcestruzzo armato gettata in opera.

3. Normativa di riferimento

Il progetto delle strutture è stato fatto alla luce delle indicazioni contenute nelle seguenti normative vigenti:

D.P.R. 6 giugno 2001 n° 380 s.m.i	Testo Unico delle Disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia
D.M. 17.01.2018 Suppl. Ord. n.8 G.U. n. 42 del 20.02.2018	"Norme Tecniche per le Costruzioni"
Circolare 21.01.2019 n.7 C.S.LL.PP. Suppl. Ord. n.5 G.U. n. 35 del 11.02.2019	"Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018

4. Richiami teorici

Le verifiche allo stato limite ultimo e di esercizio degli elementi in calcestruzzo armato vengono eseguite in accordo con le NTC2018, di cui si riporta un estratto in quanto segue.

4.1. Stati limite ultimi

4.1.2.3.4 Resistenza flessionale e duttilità massima in presenza e in assenza di sforzo assiale

4.1.2.3.4.1 Ipotesi di base

Per la valutazione della resistenza flessionale in presenza e in assenza di sforzo assiale delle sezioni di elementi monodimensionali, si adottano le seguenti ipotesi:

- conservazione delle sezioni piane;
- perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo;
- deformazione iniziale dell'armatura di precompressione considerata nelle relazioni di congruenza della sezione.
- resistenza a trazione del calcestruzzo nulla.

4.1.2.3.4.2 Verifiche di resistenza e duttilità

Con riferimento alla sezione pressoinflessa, rappresentata in Fig. 4.1.4, la capacità, in termini di resistenza e duttilità, si determina in base alle ipotesi di calcolo e ai modelli σ - ϵ di cui al § 4.1.2.1.2.

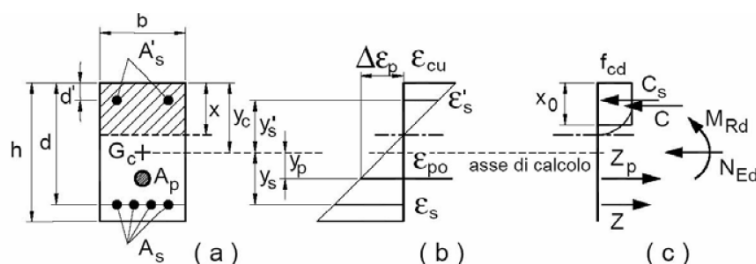


Fig. 4.1.4 – Sezione pressoinflessa

Le verifiche si eseguono confrontando la capacità, espressa in termini di resistenza e, quando richiesto al § 7.4 delle presenti norme, di duttilità, con la corrispondente domanda, secondo le relazioni:

$$M_{Rd} = M_{Rd}(N_{Ed}) \geq M_{Ed} \quad [4.1.18a]$$

$$\mu_\phi = \mu_\phi(N_{Ed}) \geq \mu_{Ed} \quad [4.1.18b]$$

dove

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

N_{Ed} è il valore di progetto dello sforzo normale sollecitante;

M_{Ed} è il valore di progetto del momento di domanda;

μ_ϕ è il valore di progetto della duttilità di curvatura corrispondente a N_{Ed} ;

μ_{Ed} è la domanda in termini di duttilità di curvatura.

4.1.2.3.5 Resistenza nei confronti di sollecitazioni taglianti

Senza escludere la possibilità di specifici studi, per la valutazione delle resistenze ultime di elementi monodimensionali nei confronti di sollecitazioni taglianti e delle resistenze ultime per punzonamento, si deve considerare quanto segue.

4.1.2.3.5.1 Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

Se, sulla base del calcolo, non è richiesta armatura al taglio, è comunque necessario disporre un'armatura minima secondo quanto previsto al punto 4.1.6.1.1. E' consentito omettere tale armatura minima in elementi quali solai, piastre e membrature a comportamento analogo, purché sia garantita una ripartizione trasversale dei carichi.

La verifica di resistenza (SLU) si pone con

$$V_{Rd} \geq V_{Ed} \quad [4.1.22]$$

dove V_{Ed} è il valore di progetto dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza di progetto a taglio si valuta con

$$V_{Rd} = \max \left\{ \left[0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w d \right\} \quad [4.1.23]$$

con

f_{ck} espresso in MPa

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$v_{\min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

e dove

d è l'altezza utile della sezione (in mm);

$\rho_1 = A_{s1} / (b_w \cdot d)$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa ($\leq 0,02$) che si estende per non meno di $(l_{bd} + d)$ oltre la sezione considerata, dove l_{bd} è la lunghezza di ancoraggio;

$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c$ [MPa] è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0,2 f_{cd}$);

b_w è la larghezza minima della sezione (in mm).

4.1.2.3.5.2 Elementi con armature trasversali resistenti al taglio

La resistenza di progetto a taglio V_{Rd} di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio deve essere valutata sulla base di una adeguata schematizzazione a traliccio. Gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono: le armature trasversali, le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo e i puntoni d'anima inclinati. L'inclinazione θ dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:

$$1 \leq \operatorname{ctg} \theta \leq 2,5 \quad [4.1.25]$$

La verifica di resistenza (SLU) si pone con

$$V_{Rd} \geq V_{Ed} \quad [4.1.26]$$

dove V_{Ed} è il valore di progetto dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di progetto a "taglio trazione" si calcola con:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta) \cdot \sin \alpha \quad [4.1.27]$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di progetto a "taglio compressione" si calcola con

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta) / (1 + \operatorname{ctg}^2 \theta) \quad [4.1.28]$$

La resistenza di progetto a taglio della trave è la minore delle due sopra definite:

$$V_{Rd} = \min (V_{Rsd}, V_{Rcd}) \quad [4.1.29]$$

dove d , b_w e σ_{cp} hanno il significato indicato in § 4.1.2.3.5.1. e inoltre si è posto:

A_{sw} area dell'armatura trasversale;

s interasse tra due armature trasversali consecutive;

α angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;

$v f_{cd}$ resistenza di progetto a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ($v = 0,5$);

α_c	coefficiente maggiorativo pari a	1	per membrature non compresse
		$1 + \sigma_{cp}/f_{cd}$	per $0 \leq \sigma_{cp} < 0,25 f_{cd}$
		1,25	per $0,25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd}$
		$2,5 (1 - \sigma_{cp}/f_{cd})$	per $0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$

4.2. Stati limite di esercizio

Le verifiche allo stato limite di esercizio eseguite mirano al controllo della deformabilità, delle tensioni nel calcestruzzo e nell'acciaio e al controllo dell'apertura di fessura.

- Le verifiche a fessurazione allo stato limite di esercizio vengono eseguite in accordo con le NTC2018, di cui si riporta un estratto in quanto segue.

4.1.2.2.4 Stato limite di fessurazione

In ordine di severità decrescente, per la combinazione di azioni prescelta, si distinguono i seguenti stati limite:

- stato limite di decompressione, nel quale la tensione normale è ovunque di compressione ed al più uguale a 0;
- stato limite di formazione delle fessure, nel quale la tensione normale di trazione nella fibra più sollecitata è:

$$\sigma_t = \frac{f_{ctm}}{1,2} \quad [4.1.13]$$

dove f_{ctm} è definito nel § 11.2.10.2;

- stato limite di apertura delle fessure, nel quale il valore limite di apertura della fessura calcolato al livello considerato è pari ad uno dei seguenti valori nominali:

$$w_1 = 0,2 \text{ mm}$$

$$w_2 = 0,3 \text{ mm}$$

$$w_3 = 0,4 \text{ mm}$$

Lo stato limite di fessurazione deve essere fissato in funzione delle condizioni ambientali e della sensibilità delle armature alla corrosione, come descritto nel seguito.

4.1.2.2.4.2 Condizioni ambientali

Ai fini della protezione contro la corrosione delle armature metalliche e della protezione contro il degrado del calcestruzzo, le condizioni ambientali possono essere suddivise in ordinarie, aggressive e molto aggressive in relazione a quanto indicato nella Tab. 4.1.III con riferimento alle classi di esposizione definite nelle *Linee Guida per il calcestruzzo strutturale* emesse dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici nonché nella UNI EN 206:2014.

Tab. 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

4.1.2.2.4.3 Sensibilità delle armature alla corrosione

Le armature si distinguono in due gruppi:

- armature sensibili;
- armature poco sensibili.

Appartengono al primo gruppo gli acciai da precompresso.

Appartengono al secondo gruppo gli acciai ordinari.

Per gli acciai zincati e per quelli inossidabili, si può tener conto della loro minor sensibilità alla corrosione sulla base di documenti di comprovata validità.

4.1.2.2.4.4 Scelta degli stati limite di fessurazione

Nella Tab. 4.1.IV sono indicati i criteri di scelta dello stato limite di fessurazione con riferimento alle esigenze sopra riportate.

Tab. 4.1.IV - Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_k	Stato limite	w_k
A	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\leq w_2$	apertura fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$

w_1, w_2, w_3 sono definiti al § 4.1.2.2.4, il valore w_k è definito al § 4.1.2.2.4.5.

4.1.2.2.4.5 Verifica dello stato limite di fessurazione

Stato limite di decompressione e di formazione delle fessure

Le tensioni sono calcolate in base alle caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione omogeneizzata non fessurata.

Stato limite di apertura delle fessure

Il valore caratteristico di apertura delle fessure (w_k) non deve superare i valori nominali w_1, w_2, w_3 secondo quanto riportato nella Tab. 4.1.IV.

L'ampiezza caratteristica delle fessure w_k è calcolata come 1,7 volte il prodotto della deformazione media delle barre d'armatura ε_{sm} per la distanza media tra le fessure Δ_{sm} :

$$w_k = 1,7 \varepsilon_{sm} \Delta_{sm} \quad [4.1.14]$$

Per il calcolo di ε_{sm} e Δ_{sm} vanno utilizzati criteri consolidati riportati in documenti di comprovata validità.

La verifica dell'ampiezza di fessurazione può anche essere condotta senza calcolo diretto, limitando la tensione di trazione nell'armatura, valutata nella sezione parzializzata per la combinazione di carico pertinente, ad un massimo correlato al diametro delle barre ed alla loro spaziatura.

L'ampiezza caratteristica w_k della fessura viene calcolata in accordo con l'EC2 [7.3 – EC2], seguendo la formulazione riportata nel testo “Guida all'uso dell'eurocodice 2. - progettazione di strutture in calcestruzzo armato” a cura di Aicap, riportata qui di seguito.

L'ampiezza caratteristica w_k delle lesioni si valuta attraverso l'espressione:

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

Dove:

$s_{r,max}$ è il massimo interasse tra le fessure;

ε_{sm} è il valor medio della deformazione nell'acciaio.

ε_{cm} è il valor medio della deformazione nel calcestruzzo fra le fessure.

La differenza $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$ può valutarsi attraverso l'espressione:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - \frac{k_t}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}$$

Dove:

σ_s è la tensione nell'acciaio calcolata in sezione parzializzata;

E_s è il modulo elastico dell'acciaio;

$\rho_{p,eff}$ è il rapporto tra l'area dell'armatura tesa e l'area effettiva di calcestruzzo in trazione;

α_e è il rapporto tra il modulo elastico dell'acciaio e quello del calcestruzzo

$k_t=0.4$ (carico di lunga durata).

Detta s la distanza massima tra le barre di armatura, il massimo interasse tra le fessure si può valutare attraverso la seguente espressione:

$$\begin{cases} s_{r,max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \frac{\phi}{\rho_{p,eff}} & se \quad s \leq 5(c + \phi/2) \\ s_{r,max} = 1.3 * (H - y_n) & se \quad s > 5(c + \phi/2) \end{cases}$$

Dove:

c è il copriferro (distanza tra bordo del calcestruzzo e l'armatura; assunto uguale a 4cm);

y_n è la distanza dell'asse neutro dal lembo superiore;

ϕ è il diametro delle barre;

H è l'altezza della sezione;

$k_1=0.8$ (per barre ad aderenza migliorata);

$k_2=0.5$ (per flessione);

$k_3=3.4$ (valore consigliato);

$k_4=0.425$ (valore consigliato).

- Stati limite di esercizio per il controllo delle tensioni

4.1.2.2.5 Stato limite di limitazione delle tensioni

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

4.1.2.2.5.1 Tensione massima di compressione del calcestruzzo nelle condizioni di esercizio

La massima tensione di compressione del calcestruzzo $\sigma_{c,max}$, deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_{c,max} \leq 0,60 f_{ck} \text{ per combinazione caratteristica} \quad [4.1.15]$$

$$\sigma_{c,max} \leq 0,45 f_{ck} \text{ per combinazione quasi permanente.} \quad [4.1.16]$$

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

4.1.2.2.5.2 Tensione massima dell'acciaio in condizioni di esercizio

La tensione massima, $\sigma_{s,max}$, per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_{s,max} \leq 0,8 f_{yk} \quad [4.1.17]$$

Ne consegue che i valori limite delle verifiche agli stati limite di esercizio risultano essere i seguenti

- Calcestruzzo C28/35 (Fondazioni)
 - Massima tensione nel calcestruzzo allo SLE caratteristico (raro) = 16.8MPa
 - Massima tensione nel calcestruzzo allo SLE quasi permanente = 12.6MPa
- Acciaio B450C
 - Massima tensione nell'acciaio allo SLE caratteristico (raro) = 360MPa
 - Massima ampiezza di fessura allo SLE quasi permanente = 0.30mm
 - Massima ampiezza di fessura allo SLE frequente = 0.40mm

Tutte le verifiche allo SLE che seguono si riterranno soddisfatte se le quantità di progetto calcolate risulteranno inferiori ai suddetti limiti.

5. Indicazioni di normativa per strutture in calcestruzzo armato

Per il calcolo e la verifica dei principali elementi strutturali in calcestruzzo armato devono in ogni caso essere garantiti i quantitativi minimi di armatura di legge di seguito riportati, riferiti ad un comportamento strutturale dissipativo con livello di Classe di duttilità bassa.

- **Travi.** Area minima delle staffe pari a $1.5 \times b \text{ mm}^2/\text{m}$, essendo b lo spessore minimo dell'anima misurato in mm, con passo non maggiore di 0.8 l'altezza utile e con un minimo di 3 staffe al metro. In ogni caso almeno il 50% dell'armatura necessaria per il taglio deve essere costituita da staffe. Armatura minima longitudinale in zona tesa = $0.26 \times (f_{ctm}/f_{yk}) \times b_t \times d$, e comunque pari a 0.13% della sezione di calcestruzzo. Alle estremità è disposta una armatura inferiore minima, efficacemente ancorata, che possa assorbire, allo stato limite ultimo, uno sforzo di trazione uguale al taglio. In zona sismica nelle zone critiche il passo delle staffe di contenimento, per classe di duttilità CD"B", è non superiore al minimo di: a) un quarto dell'altezza utile della sezione trasversale; b) 225 mm; c) 8 volte il diametro minimo delle barre longitudinali; d) 24 volte il diametro delle armature trasversali. Le armature longitudinali devono essere costituite, sia superiormente che inferiormente, da almeno due barre di diametro non inferiore a 14 mm. In ogni sezione il rapporto geometrico ρ relativo all'armatura tesa deve essere compreso entro i seguenti limiti: $1.4/f_{yk} \leq \rho \leq \rho_{comp} + 3.5/f_{yk}$, dove ρ_{comp} è il rapporto geometrico relativo all'armatura compressa. Inoltre deve essere $\rho_{comp} \geq 0.25\rho$ ovunque e nelle zone dissipative $\rho_{comp} \geq 0.50\rho$.
- **Pilastri.** Armatura longitudinale compresa fra 0.3% e 4% della sezione effettiva e non minore di $0.10 \times N_{ed}/f_{yd}$. Barre longitudinali con diametro maggiore o uguale a 12 mm e con un interasse non maggiore di 30 cm; diametro staffe maggiore o uguale a 6 mm e comunque maggiore o uguale a 1/4 del diametro massimo delle barre longitudinali, con interasse non maggiore di 12 volte il diametro minimo delle barre impiegate per l'armatura longitudinale e comunque non maggiore di 25 cm. In zona sismica l'armatura longitudinale è almeno pari all'1% dell'area della sezione del pilastro e non superiore al 4% della stessa. Il diametro delle staffe di contenimento e legature deve essere non inferiore a 6 mm per CD"B". Il passo delle staffe di contenimento è non superiore alla più piccola delle quantità seguenti: a) 1/2 del lato minore della sezione trasversale per classe di duttilità CD"B"; b) 17.5 cm in CD"B"; c) 8 volte il diametro delle barre longitudinali in CD "B".
- **Pareti.** Nelle parti di pareti, in pianta ed in altezza, al di fuori delle zone dissipative, deve essere prevista un'armatura minima verticale ed orizzontale, finalizzata al controllo della fessurazione da taglio, avente rapporto geometrico ρ riferito all'area della sezione orizzontale e verticale, pari ad almeno lo 0.2 %. Tuttavia nelle parti della sezione dove la deformazione a compressione è maggiore di 0.2%, si raccomanda un rapporto geometrico di armatura verticale pari a 0.5%. Le armature, sia orizzontali che verticali, devono avere diametro non superiore a 1/10 dello spessore della parete,

devono essere disposte su entrambe le facce della parete, ad un passo non maggiore di 30 cm, e collegate con almeno 9 legature per ogni metro quadrato. Negli elementi di bordo delle zone dissipative l'armatura longitudinale e l'armatura trasversale devono rispettare quanto previsto per le zone dissipative dei pilastri primari.

- **Fondazioni.** Le platee di fondazione in calcestruzzo armato devono avere armature longitudinali, secondo due direzioni ortogonali e per l'intera estensione, in percentuale non inferiore allo 0.1% dell'area della sezione trasversale della platea, sia inferiormente che superiormente. Le travi di fondazione in calcestruzzo armato devono avere, per l'intera lunghezza, armature longitudinali in percentuale non inferiore allo 0.2% dell'area della sezione trasversale della trave, sia inferiormente che superiormente.

6. Metodologia di calcolo

Le strutture sono state calcolate applicando la normativa antisismica, adottando le "Norme Tecniche per le Costruzioni", di cui al Decreto Ministeriale del 17/01/2018. Per lo svolgimento del calcolo si è accettata l'ipotesi che le masse ai fini del calcolo delle forze di piano siano concentrate alle loro quote. L'analisi sismica dinamica è stata svolta con il metodo dell'analisi modale. I modi di vibrazione considerati sono in numero tale da assicurare l'eccitazione di più dell'85% della massa totale della struttura, lungo entrambe le direzioni principali dell'edificio. Gli angoli delle direzioni di ingresso dei sismi sono valutati rispetto all'asse X del sistema di riferimento globale. Nella definizione del modello, gli elementi non strutturali portati (quali tamponature e tramezzi) sono stati considerati unicamente in termini di massa. La copertura gettata in opera è stata considerata infinitamente rigido nel piano. Questa ipotesi rispetta le condizioni riportate nelle NTC2018: gli orizzontamenti siano realizzati in cemento armato, oppure in latero-cemento con soletta in cemento armato di almeno 40mm di spessore, o in struttura mista con una soletta in cemento armato di spessore non inferiore ai 50mm. Per tener conto della variabilità spaziale del moto sismico, nelle fasi di calcolo, all'eccentricità effettiva del centro di massa viene aggiunta un'eccentricità accidentale ottenuta traslando il centro di massa di ciascun piano, in ognuna delle direzioni considerate, di una distanza pari al 5% della dimensione massima in pianta del piano misurata in direzione ortogonale a quella del sisma.

Per la modellazione del comportamento strutturale dell'edificio è stato utilizzato un software per il calcolo agli elementi finiti (F.E.M.). Per la modellazione di travi e pilastri sono stati utilizzati elementi finiti di tipo beam, così descritti: elemento monodimensionale asta ("beam") che unisce due nodi aventi ciascuno 6 gradi di libertà. Per maggiore precisione di calcolo, viene tenuta in conto anche la deformabilità a taglio e quella assiale di questi elementi. Queste aste inoltre possono non essere considerate flessibili da nodo a nodo ma avere sulla parte iniziale e finale due tratti infinitamente rigidi di lunghezza pari allo spessore della trave inglobata.

L'analisi sismica dinamica è svolta con il metodo dell'analisi modale; la ricerca dei modi e delle relative frequenze è perseguita con il metodo di Jacobi. I modi di vibrazione considerati sono in numero tale da assicurare l'eccitazione di più dell'85% della massa totale della struttura. Per ciascuna direzione di ingresso del sisma si sono valutate le forze applicate spazialmente agli impalcati di ogni piano (forza in X, forza in Y e momento). Le forze orizzontali così calcolate vengono ripartite fra gli elementi irrigidenti.

Per la verifica della struttura si è fatto riferimento all'analisi modale, pertanto sono prima calcolate le sollecitazioni e gli spostamenti modali e poi viene calcolato il loro valore efficace, attraverso un'opportuna regola di combinazione.

I valori delle sollecitazioni sismiche sono infine combinate linearmente (in somma e in sottrazione) con quelle per carichi statici per ottenere le sollecitazioni da sisma nelle due direzioni di calcolo. Le verifiche, svolte secondo il metodo semiprobabilistico degli stati limite

ultimi e di esercizio, si ottengono involuppando tutte le condizioni di carico prese in considerazione.

7. Definizione della sollecitazione sismica

La domanda sismica è descritta dallo spettro di risposta elastico di riferimento definito a partire dalle coordinate geografiche della costruzione, dalle caratteristiche geologico-stratigrafiche e topografiche del sito e da una serie di parametri, funzione delle caratteristiche proprie del manufatto e del suo uso, rispetto ai quali riferire il livello di sicurezza sismica.

Nel dettaglio, dopo aver definito le coordinate geografiche del sito di costruzione, è necessario stabilire la vita nominale dell'opera (V_N), a cui viene riferita la valutazione della sicurezza, e la classe d'uso con il relativo coefficiente (C_U).

Da tali dati si può calcolare il periodo di riferimento (V_R) (vedi Paragrafo 2.4 delle NTC2018) ed il relativo periodo di ritorno del sisma (T_R) in funzione dello stato limite rispetto al quale viene condotta la verifica, ad esempio Salvaguardia della Vita (SLV), che prevede una probabilità di superamento P_{VR} nel periodo di riferimento V_R pari al 10% (3.2.1 delle NTC2018). Per la struttura in oggetto, si assume un valore di vita nominale pari a 50 anni come prescritto nelle NTC2018 per le opere ordinarie. L'immobile è destinato ad attività che prevedono affollamenti significativi legati all'attività scolastica. Ne consegue che la classe d'uso è la III.

Pertanto i parametri rispetto ai quali calcolare l'azione sismica di riferimento sono:

- Latitudine = 45.4817;
- Longitudine = 10.2421;
- $V_N = 50$ anni;
- $C_U = 1.5$;

da cui consegue:

- $V_R = V_N \times C_U = 75$ anni
- $T_{R,SLD} = 75$ anni
- $T_{R,SLV} = 712$ anni

L'azione sismica su suolo di riferimento rigido viene descritta dall'accelerazione orizzontale massima al sito a_g , dal valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale F_0 e dal periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale T_C^* .

Questi parametri sono forniti nella Tabella che segue per il sito in esame e per diversi valori del tempo di ritorno T_R :

T_R	a_g	F_0	T_C^*
45	0,05	2,472	0,232
75	0,065	2,428	0,252
712	0,174	2,433	0,276
1462	0,227	2,429	0,283

Tabella 7.1. Parametri sismici per il sito in esame e per diversi valori del tempo di ritorno T_R

8. Indagini geologiche e geotecniche

In base alle indagini geologiche e geotecniche eseguite, sono state individuate 3 unità geotecniche.

- Unità geotecnica 1: porzione superficiale di spessore 2.1m;
- Unità geotecnica 2: presente inferiormente all'unità geotecnica 1, fino alla profondità di 6.5m. Risulta costituita litologicamente da ghiaia con sabbia e ciottoli;
- Unità geotecnica 3: presente inferiormente all'unità geotecnica 2, fino alla profondità di 12-13m. Tale unità risulta costituita litologicamente da sabbie con ghiaie.

I parametri geotecnici caratteristici, che possono essere adottati per le 3 unità sono i seguenti:

UNITA' 1	Valore medio	Valore caratteristico	Descrizione
γ (kN/m ³)	19.1	18.5	Peso di volume del deposito
ϕ' (°)	30	27	Angolo d'attrito in termini di tensioni efficaci
E_v (MPa)	15.3	10.1	Modulo di Young

UNITA' 2	Valore medio	Valore caratteristico	Descrizione
γ (kN/m ³)	20.5	20.0	Peso di volume del deposito
ϕ' (°)	36	35	Angolo d'attrito in termini di tensioni efficaci
E_v (MPa)	50.8	35.4	Modulo di Young

UNITA' 3	Valore medio	Valore caratteristico	Descrizione
γ (kN/m ³)	19.4	19.1	Peso di volume del deposito
ϕ' (°)	32	31	Angolo d'attrito in termini di tensioni efficaci
E_v (MPa)	28.5	23.2	Modulo di Young

Dalle indagini eseguite risulta possibile definire per il terreno di fondazioni i seguenti parametri, necessari per la definizione della domanda sismica nel sito in esame:

- Categoria topografica definita in base al D.M. 17/01/18 pari a T1, cui corrisponde un valore del coefficiente di amplificazione topografica S_T pari a 1.00.
- Categoria stratigrafica del sottosuolo di tipo C: *“Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.”*, a cui corrisponde un valore del coefficiente di amplificazione stratigrafica S_s pari a 1.45 allo SLV e pari a 1.50 allo SLD.

9. Materiali

Per quanto riguarda i materiali impiegati si riportano di seguito le caratteristiche considerate:

- CALCESTRUZZO PER FONDAZIONI
Conformi alla norma UNI EN 206-1
Classe di resistenza a compressione minima: C28/35
Classe di esposizione: XC2
Classe minima di consistenza: S4
- ACCIAIO PER C.A. B450C
Tensione caratteristica di snervamento: $f_{yk} \geq 450 \text{ MPa}$
Tensione caratteristica di rottura: $f_{tk} \geq 540 \text{ MPa}$

10. Modello di calcolo

10.1. Modello a elementi finiti

Per l'analisi sismica del fabbricato in esame nello stato di progetto è stato implementato un modello di calcolo elastico lineare agli elementi finiti, con elementi beams per i pilastri ed elementi shell per le pareti e la soletta di copertura in calcestruzzo armato.

L'analisi sismica è stata quindi eseguita come dinamica lineare tramite lo spettro di risposta e fattore di comportamento.

Nel seguito le fondazioni in calcestruzzo armato della struttura sono verificate, in accordo col Paragrafo 7.2.5 della normativa vigente, rispetto alle azioni trasferite dagli elementi soprastanti calcolate nell'ipotesi di comportamento strutturale non dissipativo.

Per la verifica delle fondazioni è stato adottato un modello ad hoc, in cui al posto degli incastri alla base degli elementi strutturali verticali è stata inserita una trave di fondazione, modellata con elementi beam. Tale fondazione è stata considerata vincolata su suolo elastico, la cui rigidezza, sulla base delle risultanze della relazione geotecnica, è stata stimata uguale a 2.0kg/cm^3 . Analisi parametriche hanno mostrato che assumendo valori di rigidezza diversi, attorno a tale valore di riferimento, i risultati cambiano solo marginalmente.

La pressione sul terreno indotta dalle sollecitazioni trasmesse dalla sovrastruttura sono calcolate tenendo conto della possibile parzializzazione della sezione di contatto fondazione-terreno.

Il modello strutturale dell'edificio è mostrato qui di seguito.

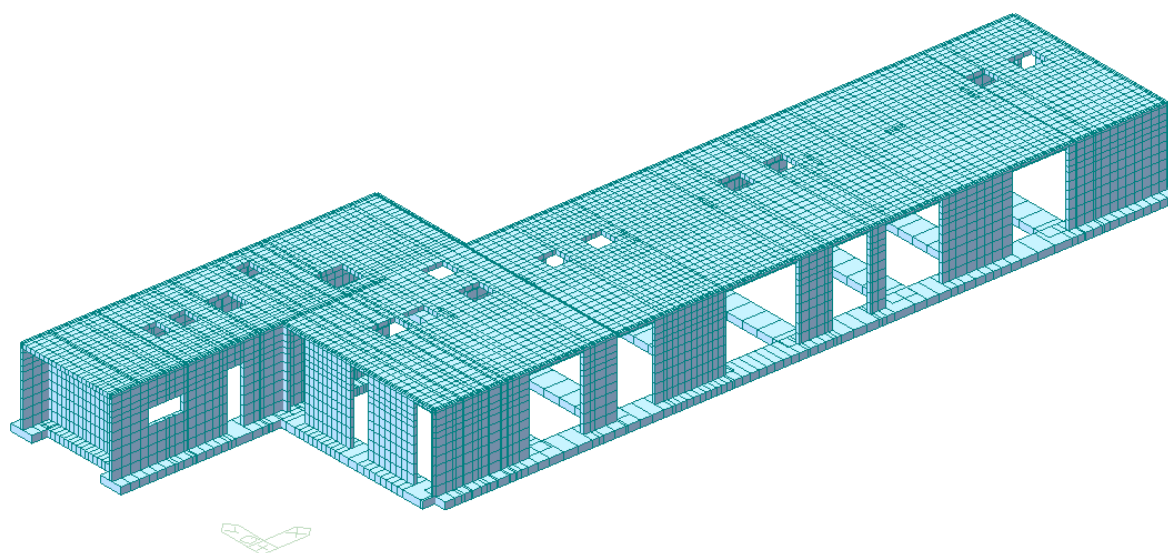


Figura 10.1. Modello a elementi finiti dello stato di progetto.

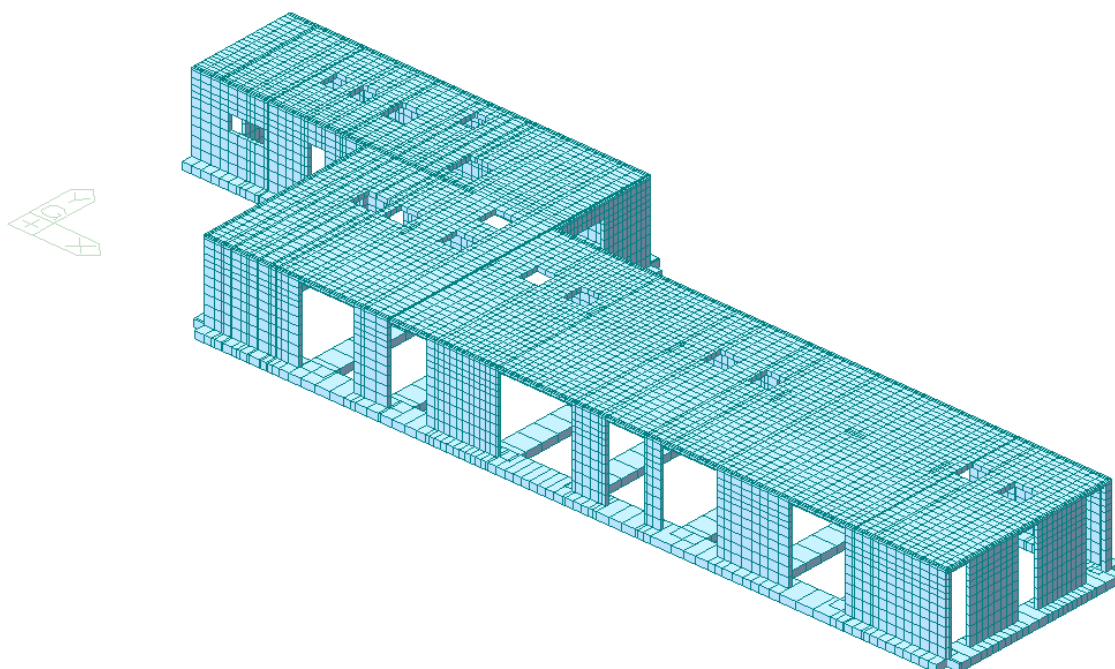


Figura 10.2. Modello a elementi finiti dello stato di progetto.

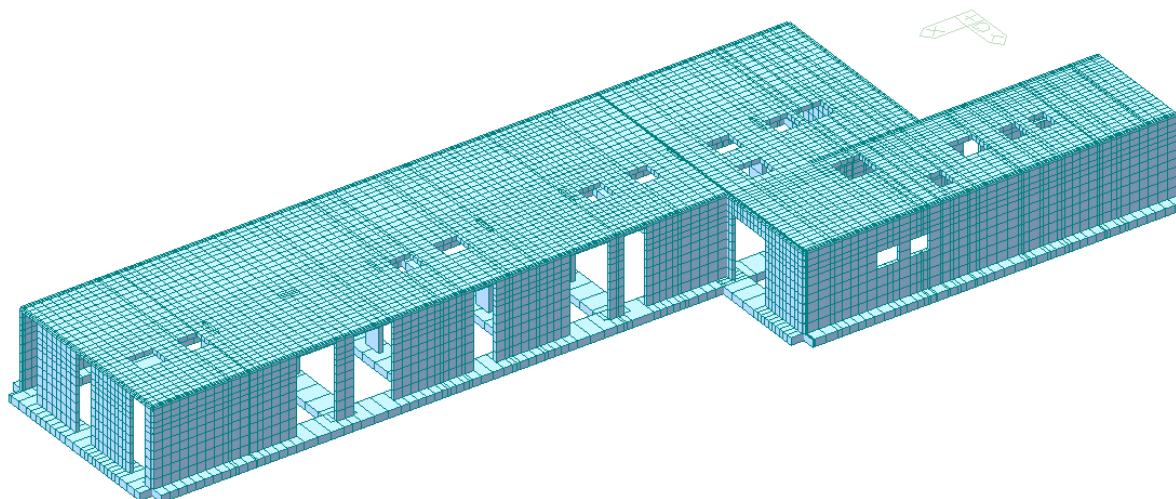


Figura 10.3. Modello a elementi finiti dello stato di progetto.

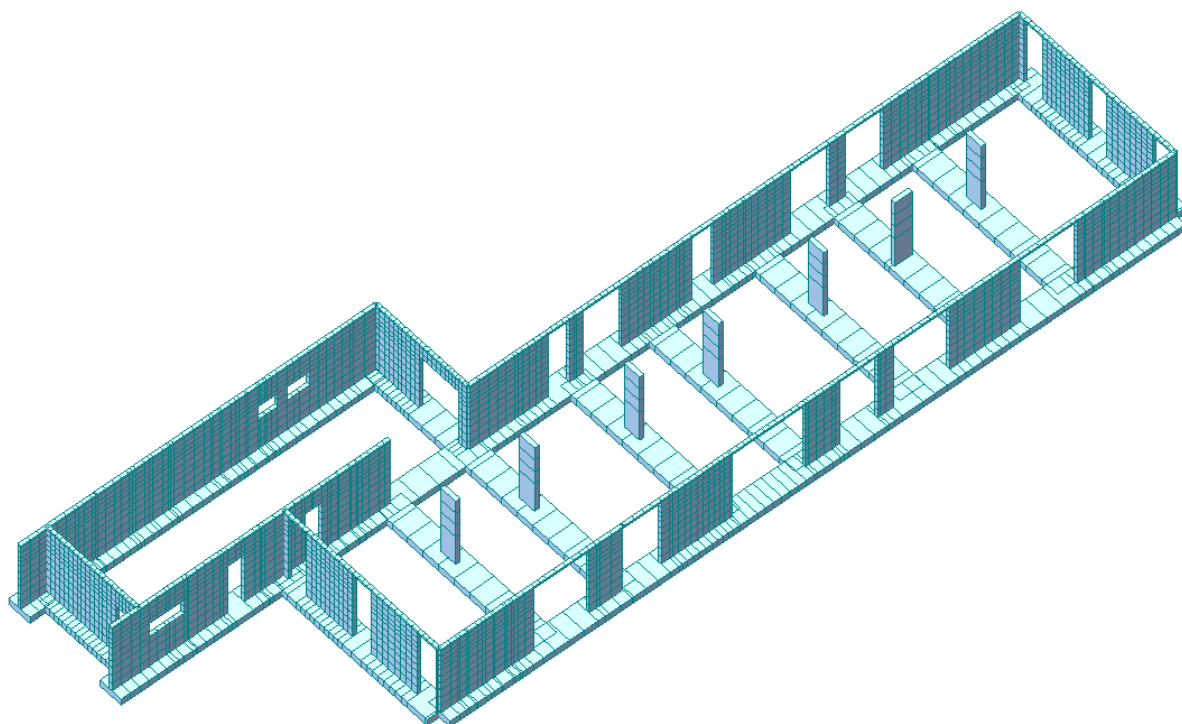


Figura 10.4. Modello a elementi finiti dello stato di progetto.

10.2. Masse sismiche

La massa sismica da considerare per la valutazione della risposta sismica allo stato limite ultimo SLV e di danno SLD è quella associata ai carichi gravitazionali permanenti e variabili ed è data dalla seguente formula:

$$M = \frac{G_k + \psi_{2j} Q_k}{g}$$

Dove G_k è il valore caratteristico dei carichi permanenti, Q_k sono i carichi variabili accidentali e ψ_{2j} è un coefficiente di combinazione che tiene conto della probabilità che i carichi variabili siano presenti in occasione del sisma. Tale coefficiente è assunto come indicato in Tabella 10.1.

ψ_{2j}	Stato di fatto
Piano terra	0.6
Copertura (neve)	0.0

Tabella 10.1. Coefficiente ψ_{2j} assunto nelle analisi

I valori dei carichi permanenti e variabili dei vari orizzontamenti sono indicati in Tabella 10.2 e sono stati assunti sulla base del progetto dei vari pacchetti di solaio e sulla base della destinazione d'uso dell'edificio in accordo con le (NTC18).

TIPOLOGIA	MATERIALE	PESO	INCIDENZA [m^3/m^2]	CARICO [kN/m^2]	TOTALE [kN/m^2]
Soletta piena	C.a. (25cm)	25 kN/m^3	0,25	6,25	6,25
Permanenti non strutturali	Isolante pendenzato (20cm)	35 kg/m^3	0,2	0,07	0,83
	Isolante (15cm)	35 kg/m^3	0,15	0,05	
	Guaina bituminosa	4,5 kg/m^2	-	0,04	
	Pannelli fonoassorbenti in lana di legno	20 kg/m^2	-	0,20	
	Fotovoltaico	47,5 kg/m^2	-	0,47	
Accidentali	Praticabile per manutenzione	0,5 kN/m^2	-	0,5	-
	Neve	1,2 kN/m^2	-	1,2	-

Tabella 10.2 Analisi dei carichi copertura

Oltre ai carichi sopra citati sono stati ovviamente presi in considerazione i pesi propri degli elementi strutturali verticali e orizzontali direttamente inseriti nel modello a elementi finiti, calcolati in funzione della geometria dell'elemento e del peso specifico del materiale costituente.

10.3. Fattore di comportamento

Il sistema sismo resistente dell'edificio è costituito da pareti in calcestruzzo armato gettato in opera, per le quali si assume un comportamento non dissipativo in caso di sisma. Per questi motivi il fattore di comportamento del fabbricato può essere preso uguale a 1.50.

10.4. Ipotesi di modello

Nel presente paragrafo vengono descritte le ipotesi principali alla base del modello strutturale. In particolare:

- Nel modello i carichi permanenti non strutturali (cioè i pesi delle porzioni non direttamente modellate) sono stati applicati direttamente agli elementi strutturali portanti.
- I pilastri sono stati riprodotti con elementi beams.
- Le pareti e la soletta in calcestruzzo armato sono state modellate con elementi shell.
- E' stata adottata l'ipotesi di piano rigido in corrispondenza del solaio del piano di copertura, realizzato con una soletta piena di spessore 25cm.

10.5. Combinazioni di carico

In accordo con la normativa vigente, le combinazioni di carico sono state formulate per tener conto dell'azione sismica (E) agente lungo le due direzioni principali dell'edificio (X e Y) e di un'eventuale eccentricità (C) del centro di massa, nella misura massima del 5% della dimensione lineare dell'edificio ortogonale alla direzione del sisma.

Combinazioni	E_x	C_x	E_y	C_y
1 – 4	+1.0	± 1.0	+0.3	± 0.3
5 – 8	-1.0	± 1.0	+0.3	± 0.3
9 – 12	+1.0	± 1.0	-0.3	± 0.3
13 – 16	-1.0	± 1.0	-0.3	± 0.3
17 – 20	+0.3	± 0.3	+1.0	± 1.0
21 – 24	+0.3	± 0.3	-1.0	± 1.0
25 – 28	-0.3	± 0.3	+1.0	± 1.0
29 – 32	-0.3	± 0.3	-1.0	± 1.0

Tabella 10.3. Combinazioni di carico sismiche.

E' stata poi considerata una combinazione di carico di tipo statico per stimare le azioni interne di compressione agenti nei vari elementi strutturali in relazione ai carichi gravitazionali indotti dalle masse sismiche assunte.

Combinazione	Peso Proprio	Carico Permanente	Carico Accidentale
0	+1.0	+1.0	+0.6

Tabella 10.4. Combinazione di carico statica.

Le combinazioni di carico allo SLU e SLE sono state formulate in accordo con le indicazioni di Normativa riportate nel seguito.

2.5.3. COMBINAZIONI DELLE AZIONI

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

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

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.1]
- Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.2]
- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.3]
- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.4]
- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$
 [2.5.5]
- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$
 [2.5.6]

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} \quad [2.5.7]$$

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

Altre combinazioni sono da considerare in funzione di specifici aspetti (p. es. fatica, ecc.).

Nelle formule sopra riportate il simbolo “+” vuol dire “combinato con”.

I valori dei coefficienti ψ_{0j} , ψ_{1j} e ψ_{2j} sono dati nella Tab. 2.5.I ovvero nella Tab. 5.1.VI per i ponti stradali e nella Tab. 5.2.VII per i ponti ferroviari. I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_{Gi} e γ_{Qi} sono dati nel § 2.6.1.

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

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

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		γ_F			
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_{Q1}	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.

10.6. Condizioni al contorno

Le fondazioni del fabbricato sono costituite da travi continue rovesce collegate tra loro, le quali sono state vincolate al terreno con un vincolo tipo suolo elastico di rigidezza pari a 2 kg/cm³. Le strutture verticali in calcestruzzo armato state assunte collegate alle travi di fondazione con un vincolo tipo incastro mutuo.

11. Risultati

11.1. Analisi modale

Si riportano di seguito i risultati principali emersi dal modello ad elementi finiti dello stato di progetto in termini di analisi modale che è un presupposto fondamentale per la successiva analisi sismica.

La tabella seguente mostra i periodi propri dei primi 10 modi vibrazionali della struttura.

Modo	Periodo (sec)
1	0.1397
2	0.1048
3	0.1001
4	0.0902
5	0.0831
6	0.0696
7	0.0613
8	0.0545
9	0.0352
10	0.0245

Tabella 11.1. Periodi dei primi 10 modi propri della struttura.

Vengono mostrate nel seguito le immagini relative ad alcuni dei modi più significativi di vibrare della struttura.

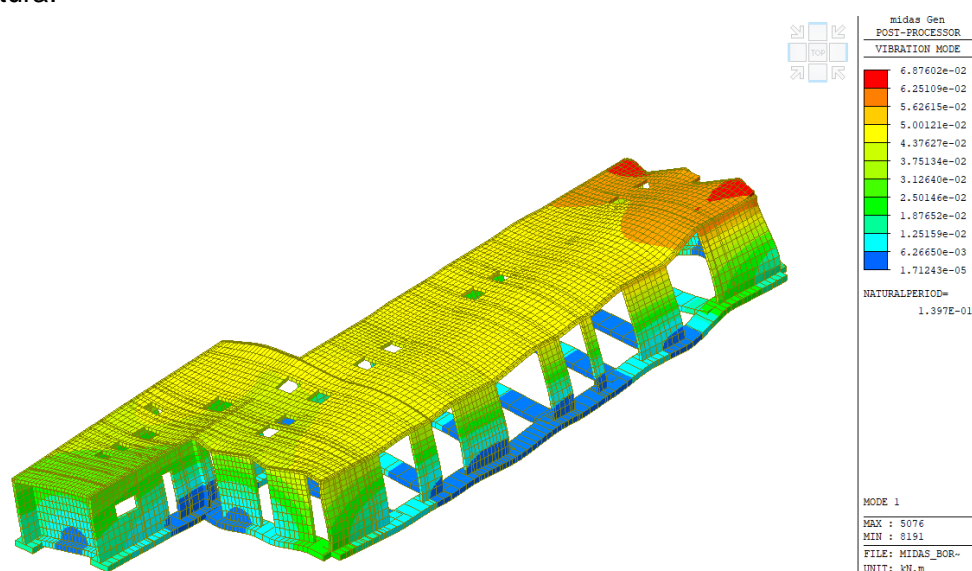


Figura 11.1. Modo 1.

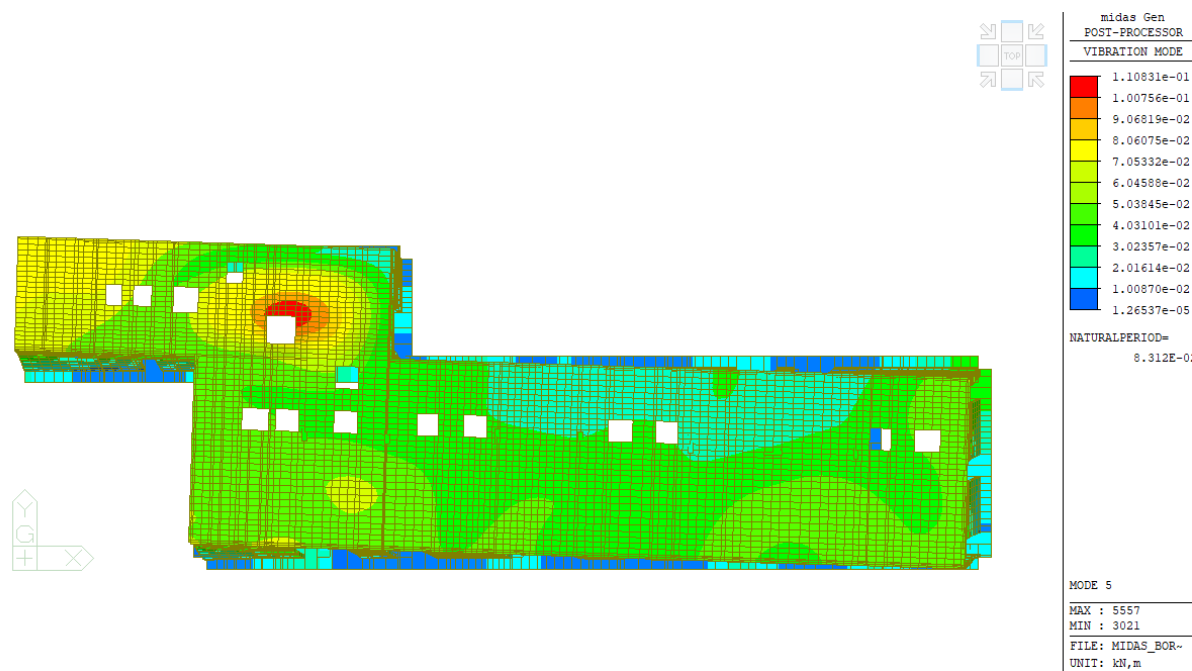


Figura 11.2. Modo 5

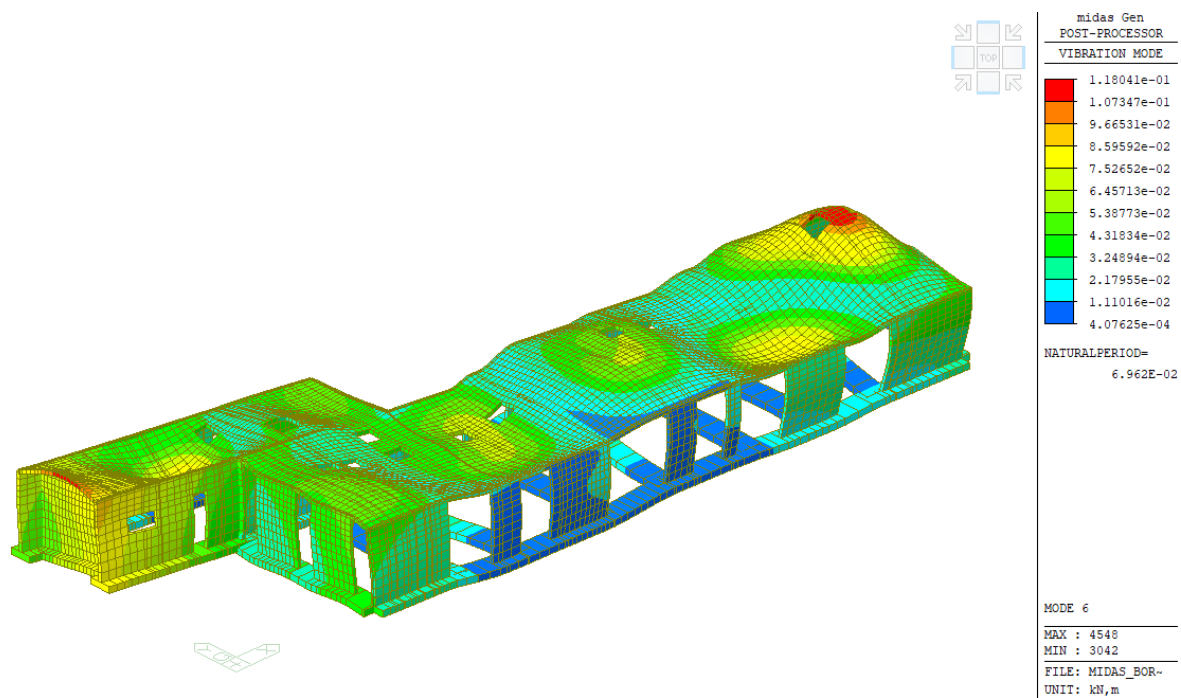


Figura 11.3. Modo 6

La tabella che segue riporta le percentuali di massa partecipante per ogni modo.

Mode No	TRAN-X		TRAN-Y	
MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	
1	2.6121	2.6121	79.0933	79.0933
2	0.1998	2.8119	1.4592	80.5525
3	0.6039	3.4158	0.0509	80.6034
4	2.4734	5.8892	0.4586	81.0620
5	35.0027	40.8919	6.8783	87.9403
6	10.1029	50.9947	0.1967	88.1371
7	0.0160	51.0107	2.0071	90.1442
8	17.8961	68.9068	0.0715	90.2156
9	1.0592	69.9660	6.8700	97.0856
10	21.6728	91.6388	0.1815	97.2671

Tabella 11.2. Percentuale di masse partecipanti.

Si osserva che:

- E' garantita una percentuale di massa partecipante lungo le due direzioni orizzontali in accordo con la Normativa.
- La struttura non risulta deformabile torsionalmente.

11.2. Azioni interne nelle travi di fondazione in calcestruzzo armato

Si presentano adesso le distribuzioni delle azioni interne nelle travi di fondazione in calcestruzzo armato calcolate come involucro delle combinazioni di carico.

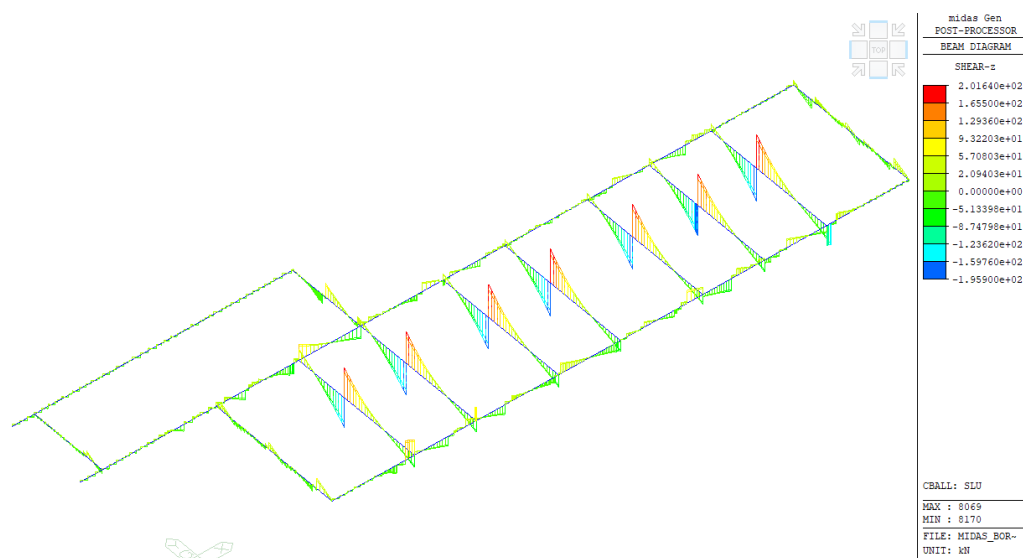


Figura 11.4. Azione di taglio allo SLU [kN].

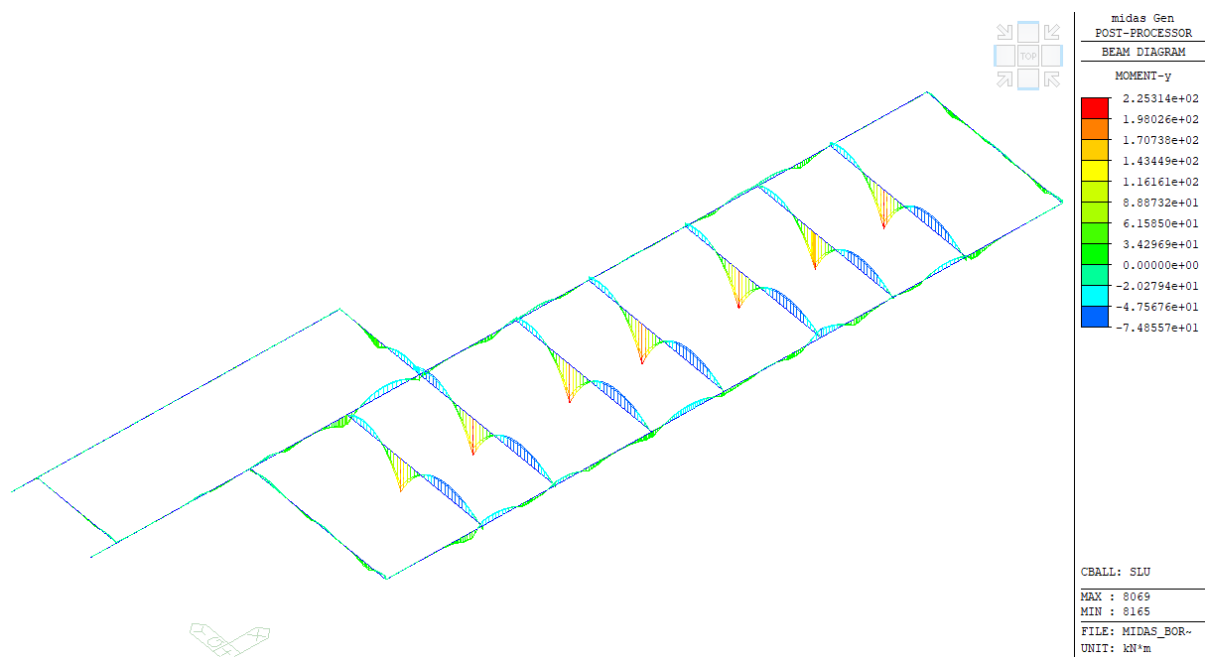


Figura 11.5. Momento flettente allo SLU [kNm].

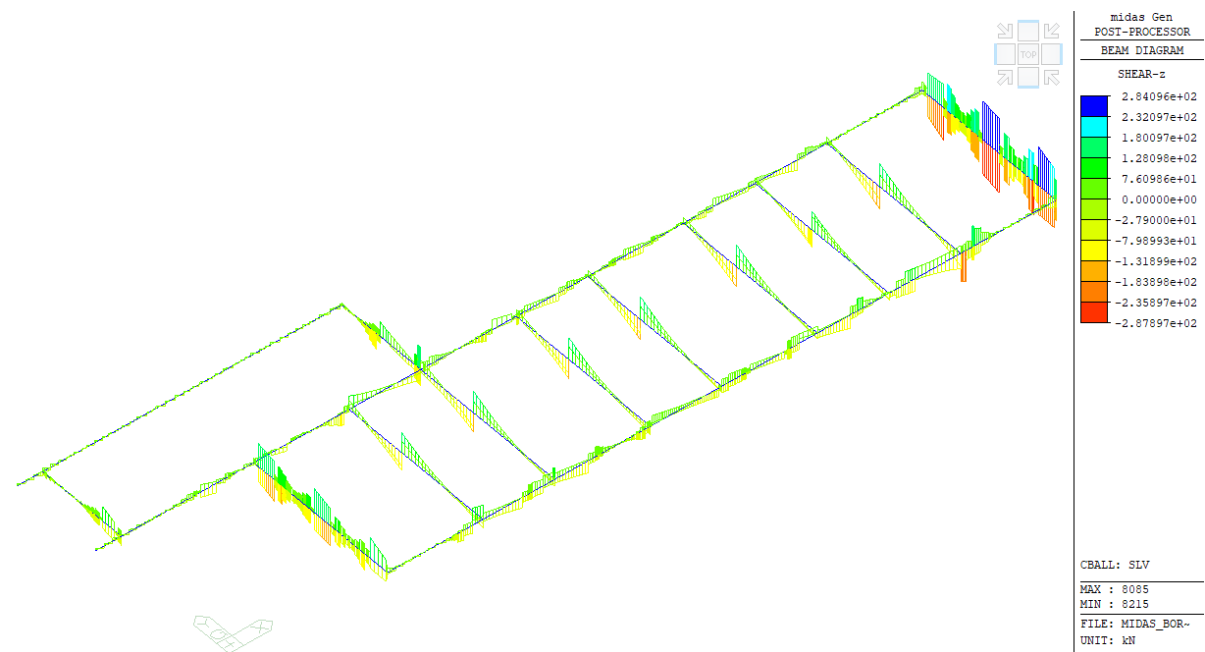


Figura 11.6. Azione di taglio allo SLV [kN].

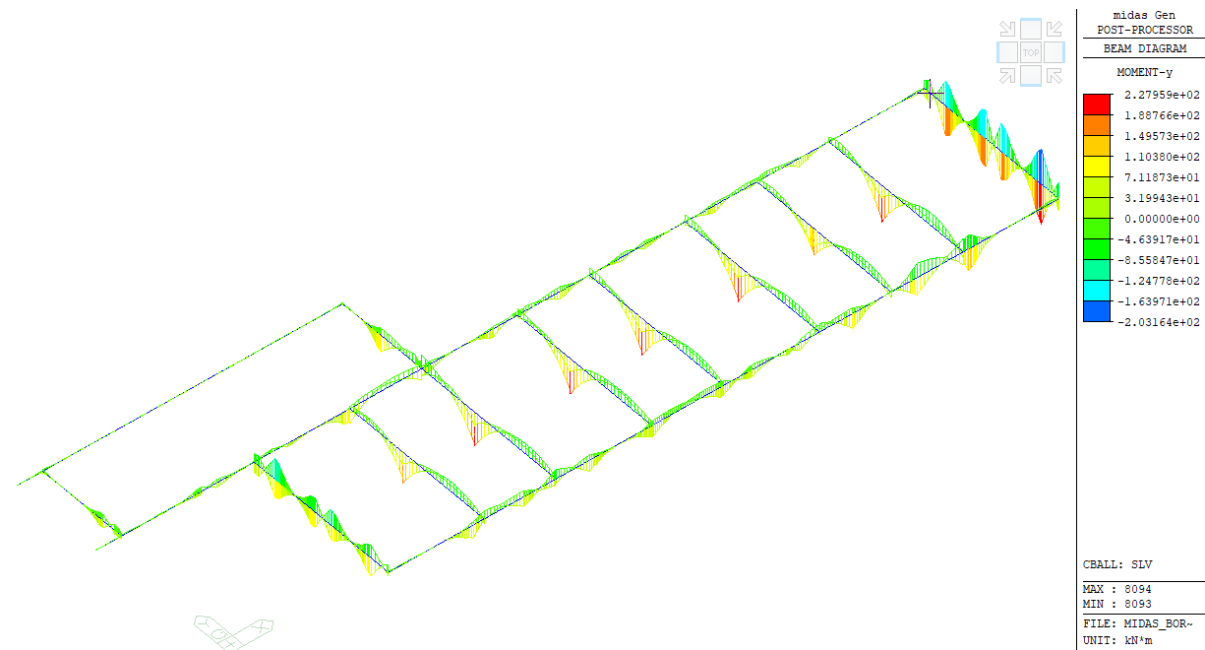


Figura 11.7. Momento flettente allo SLV [kNm].

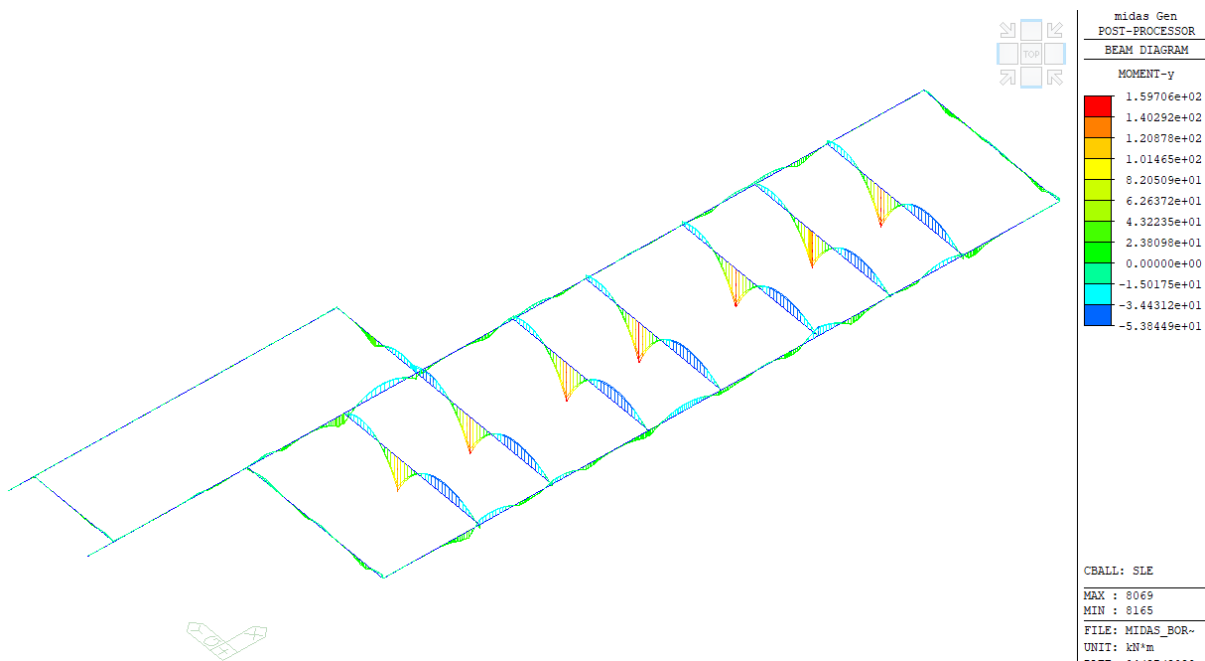


Figura 11.8. Momento flettente allo SLE [kNm].

12. Verifiche strutture

12.1. Resistenze di progetto dei materiali

Nel seguito i dettagli:

- FONDAZIONI
Resistenza a compressione di progetto $f_{cd} = 15.9 \text{ MPa}$
- ACCIAIO PER C.A. B450C
Tensione caratteristica di progetto: $f_{yd} = 391 \text{ MPa}$

12.2. Verifica pressione sul terreno

Le immagini seguenti mostrano l'involuppo delle pressioni sul terreno nelle varie combinazioni di calcolo.

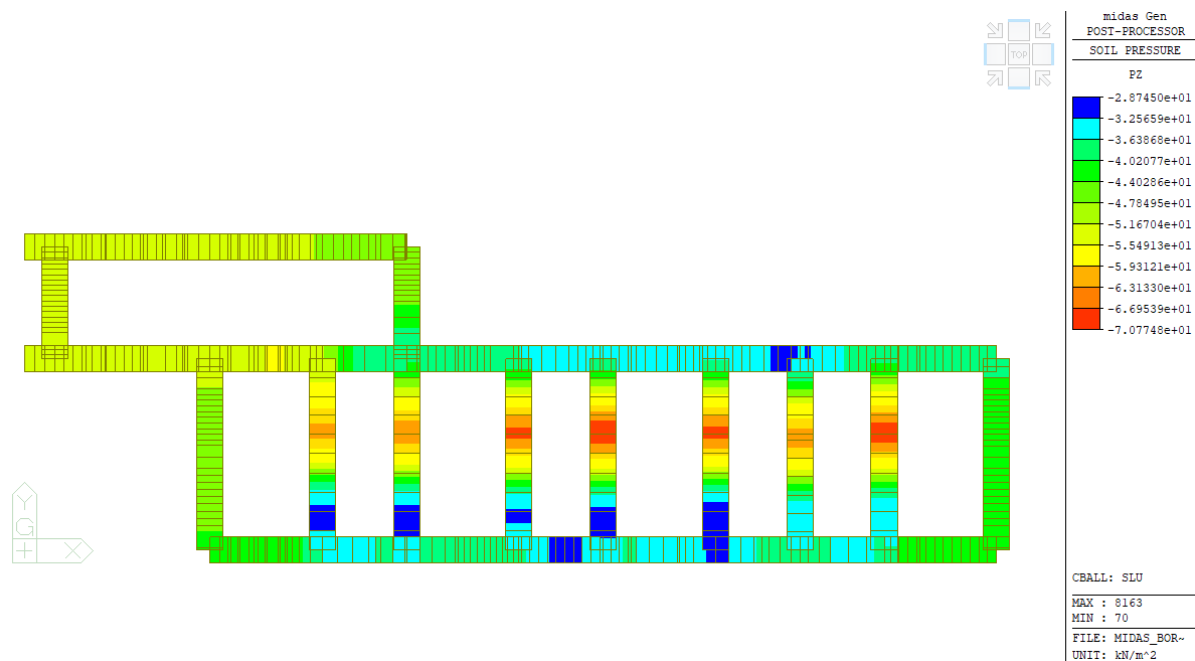


Figura 12.1. Pressione sul terreno allo SLU in [kPa].

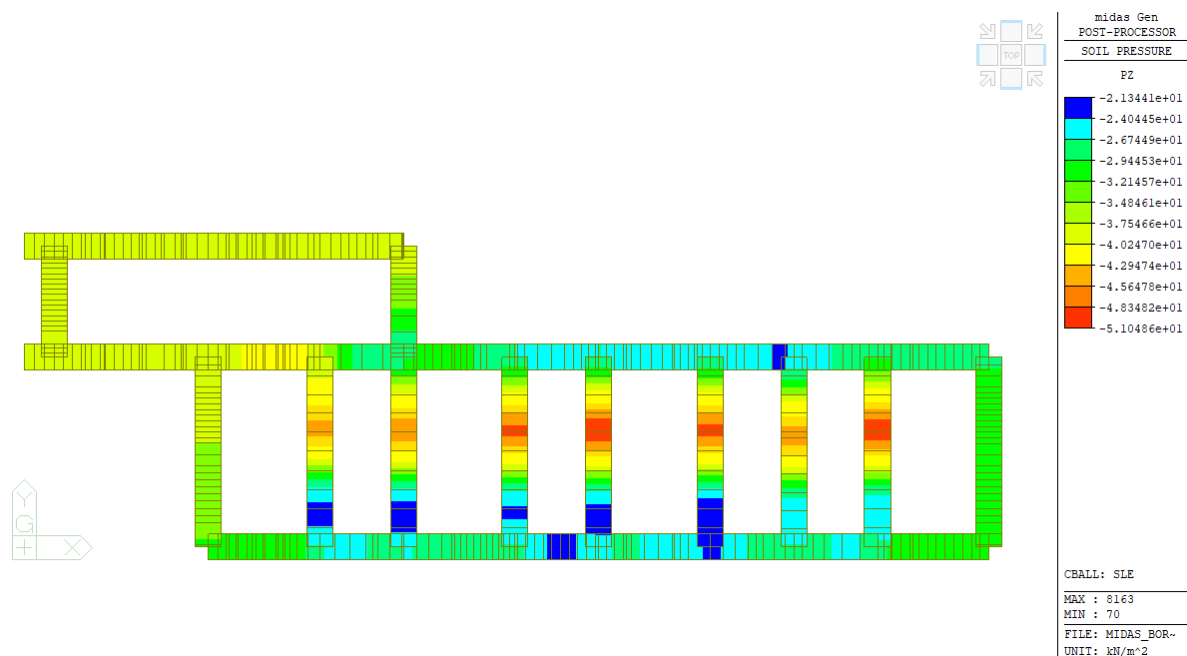


Figura 12.2. Pressione sul terreno allo SLE in [kPa].

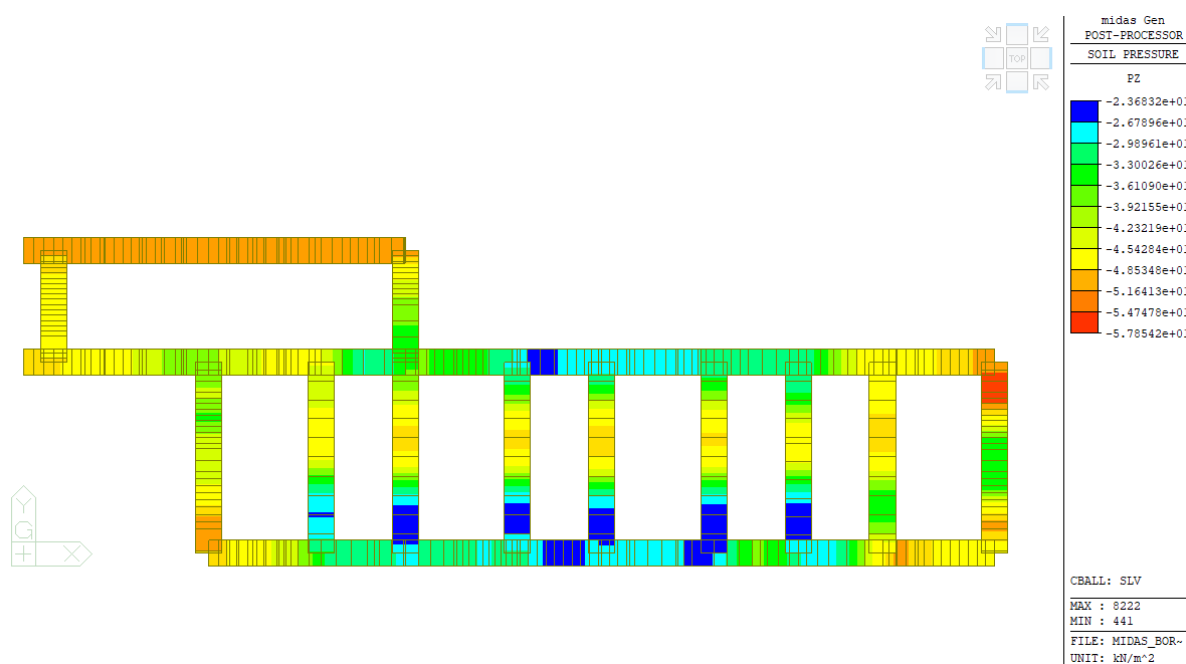


Figura 12.3. Pressione sul terreno allo SLV in [kPa].

Nella tabella che segue vengono confrontate, nei punti più critici, le sollecitazioni con i valori di portanza del terreno.

Combinazione di carico	R_d	E_d	Esito verifica
SLU	70 kPa	120 kPa	Ok
SLV	57 kPa	110 kPa	Ok

12.3. Verifica travi di fondazione in calcestruzzo armato

Le massime sollecitazioni nella trave di fondazione 140x50cm, in corrispondenza dei pilastri, rispetto alle combinazioni SLU-SLV e SLE valgono:

Momento flettente massimo allo SLU-SLV =	228 kNm
Taglio massimo allo SLU-SLV =	288 kN
Momento flettente massimo allo SLE (combinazione rara) =	160 kNm

La trave è armata con 7+7 ϕ 18 a flessione e con staffe doppie ϕ 12/20 a taglio.

Seguono le verifiche allo SLU.

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. The main window displays input data for a reinforced concrete beam and the results of the SLU (Service Limit State) verification.

Input Data:

- Titolo:** (Empty field)
- N° strati barre:** 2
- Zoom:** (Empty field)
- Table 1:**

N°	b [cm]	h [cm]
1	140	50
- Table 2:**

N°	As [cm²]	d [cm]
1	17.81	3
2	17.81	47
- Sollecitazioni:**
 - S.L.U.:** (Selected)
 - Metodo n:** (Selected)
 - N_{Ed}:** 0 kN
 - M_{Ed}:** 227 kNm
 - M_{yEd}:** 0 kNm
- P.to applicazione N:**
 - Centro:** (Selected)
 - Baricentro cls:** (Empty)
 - Coord. [cm]:** xN: 0, yN: 0
- Tipo rottura:** Lato calcestruzzo - Acciaio snervato
- Materiali:**
 - B450C:**
 - ϵ_{su} : 67.5 ‰
 - f_{yd} : 391.3 N/mm²
 - E_s : 200.000 N/mm²
 - E_s/E_c : 15
 - ϵ_{syd} : 1.957 ‰
 - $\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm²
 - C28/35:**
 - ϵ_{c2} : 2 ‰
 - ϵ_{cu} : 3.5 ‰
 - f_{cd} : 15.87 N/mm²
 - f_{cc}/f_{cd} : 0.8
 - $\sigma_{c,adm}$: 11 N/mm²
 - τ_{co} : 0.6667
 - τ_{c1} : 1.971
- Calcolo:**
 - M_{Rd}:** 316.3 kNm
 - σ_c :** -15.87 N/mm²
 - σ_s :** 391.3 N/mm²
 - ϵ_c :** 3.5 ‰
 - ϵ_s :** 46.7 ‰
 - d:** 47 cm
 - x:** 3.277
 - x/d:** 0.06972
 - δ :** 0.7
- Metodo di calcolo:**
 - S.L.U. + S.L.U.:** (Selected)
 - Metodo n:** (Selected)
- Tipo flessione:**
 - Retta:** (Selected)
 - Deviate:** (Empty)
- N° rett.** 100
- Calcola MRd:** (Button)
- Dominio M-N:** (Button)
- L₀:** 0 cm
- Col. modello:** (Button)
- M-curvatura:** (Button)
- Precompresso:** (Checkbox, unchecked)

Le corrispondenti azioni resistenti a taglio, calcolate adottando una staffatura doppia ϕ 12/20, valgono:

$$V_{Rsd} = 936 \text{ kN}$$

$$V_{Rcd} = 1620 \text{ kN}$$

Allo SLE di esercizio (combinazione rara) si hanno le seguenti quantità.

Tensione massima nel calcestruzzo allo SLE raro = 4 MPa
Tensione massima nell'acciaio allo SLE raro = 209 MPa
Apertura di fessura massima allo SLE raro = 0.16 mm

Tutti i valori calcolati allo SLE sono inferiori ai corrispondenti limiti di normativa.
Tutte le verifiche allo SLE e allo SLU sono pertanto soddisfatte.

Le massime sollecitazioni nella trave di fondazione 140x50cm, in corrispondenza delle pareti in c.a., rispetto alle combinazioni SLU-SLV e SLE valgono:

Momento flettente massimo allo SLU-SLV = 125 kNm
Taglio massimo allo SLU-SLV = 227 kN
Momento flettente massimo allo SLE (combinazione rara) = 41.65 kNm

La trave è armata con 7+7 ϕ 16 a flessione e con staffe doppie ϕ 12/20 a taglio.

Seguono le verifiche allo SLU.

Verifica C.A. S.L.U. - File: _ □ ×

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

Titolo:

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	140	50	1	14.07	3
			2	14.07	47

Tipo Sezione
☒ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.
☐ DXF

Sollecitazioni
 S.L.U. ☒ Metodo n ☐

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

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N

L_o cm Col. modello

M-curvatura

☐ Precompresso

Materiali

B450C C28/35

ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 15.87 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 [?]
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 11 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6667
 τ_{c1} 1.971

M_{xRd} 251.7 kN m
 σ_c -15.87 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 51.03 ‰
 d 47 cm
 x 3.017 x/d 0.06418
 δ 0.7

Le corrispondenti azioni resistenti a taglio, calcolate adottando una staffatura doppia ϕ 12/20, valgono:

$$V_{Rsd} = 936 \text{ kN}$$

$$V_{Rcd} = 1620 \text{ kN}$$

Allo SLE di esercizio (combinazione rara) si hanno le seguenti quantità.

Tensione massima nel calcestruzzo allo SLE raro =	1 MPa
Tensione massima nell'acciaio allo SLE raro =	54 MPa
Apertura di fessura massima allo SLE raro =	0.04mm

Tutti i valori calcolati allo SLE sono inferiori ai corrispondenti limiti di normativa.

Tutte le verifiche allo SLE e allo SLU sono pertanto soddisfatte.

13. Conclusioni

I risultati delle elaborazioni eseguite mediante software di calcolo sono stati sottoposti a controlli, al fine di comprovarne l'attendibilità, come richiesto al § 10.2 delle NTC 2018. Tale valutazione è stata basata sul confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali ed adottati in fase di primo dimensionamento delle strutture. Si dichiara inoltre di avere esaminato scrupolosamente tutta la documentazione a corredo del software di calcolo utilizzato per la modellazione della struttura e di ritenerlo affidabile ed idoneo per la struttura in oggetto, e di avere controllato accuratamente i tabulati di output del calcolo.

In merito a tutte le calcolazioni eseguite, si dichiara che tutti gli elementi costruttivi del progetto sono stati positivamente verificati e progettati, in applicazione alle metodologie e prescrizioni di cui alle NTC 2018 (DM Infrastrutture 17 gennaio 2018 e ss.mm.ii., Circolare 21 gennaio 2019 n. 7//C.S.LL.PP. e ss.mm.ii.).

14. Bibliografia

- (NTC2018) Decreto Ministeriale 2018, Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 17 gennaio 2018.
- (CIRC2019) Circolare sulle Nuove Norme Tecniche per la Costruzioni del 21 gennaio 2019.

15. Allegato 1 – Dichiarazione di affidabilità dei codici di calcolo utilizzati

Il progettista,

SULLA SCORTA

- della documentazione fornita a corredo dei software di calcolo ad Elementi Finiti MIDAS, codice “general purpose” per applicazioni lineari e non lineari, statiche e dinamiche.
- dei test di validazione riferiti agli standard NAFEMS, che includono problemi lineari, non lineari, statici e dinamici.
- dell’esperienza maturata nell’uso continuativo di tali codici,

DICHIARA

che i risultati generati dal modello di calcolo, validato in accordo agli standard NAFEMS, sono affidabili.